

**FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS**  
**CURSO: ENGENHARIA CIVIL**

**HEINZ BREDÁ TOSO SFALSINI**

**MATRÍCULA: 2111328/5**

**ESTUDO DE CASO: ESCAVAÇÃO DE RISCO EM MEIO  
URBANO DE UM EDIFÍCIO NO SETOR COMERCIAL SUL  
DO PLANO PILOTO/DF**

Brasília  
2013

HEINZ BREDA TOSO SFALSINI

**ESTUDO DE CASO: ESCAVAÇÃO DE RISCO EM MEIO  
URBANO DE UM EDIFÍCIO NO SETOR COMERCIAL SUL  
DO PLANO PILOTO/DF**

Trabalho de Curso (TC) apresentado  
como um dos requisitos para a  
conclusão do curso de Engenharia  
Civil do UniCEUB - Centro  
Universitário de Brasília

Orientadora:  
Maruska Tatiana N. das Silva, D.Sc.

Brasília  
2013

HEINZ BREDATOSO SFALSINI

**ESTUDO DE CASO: ESCAVAÇÃO DE RISCO EM MEIO  
URBANO DE UM EDIFÍCIO NO SETOR COMERCIAL SUL  
DO PLANO PILOTO/DF**

Trabalho de Curso (TC) apresentado  
como um dos requisitos para a  
conclusão do curso de Engenharia Civil  
do UniCEUB - Centro Universitário de  
Brasília

Orientador: Maruska Tatiana N. Silva,  
D.Sc.

Brasília, 12 de novembro de 2013.

**Banca Examinadora**

---

Eng<sup>a</sup>. Civil: Maruska Tatiana N. da Silva, D.Sc.  
Orientadora

---

Eng<sup>a</sup>. Civil: Neusa Maria Bezerra Mota, D.Sc.  
Examinadora Interna, UniCeub

---

Eng<sup>o</sup>. Civil Melanio Soares Ribeiro Neto  
Examinador Externo, José Celso Gontijo S.A.

Dedico esse trabalho a todas as pessoas que acreditam no meu potencial, em especial a minha família, pessoas dignas e honradas que sempre ao meu lado, senão pelo apoio em minha formação acadêmica, mas também pelos exemplos de vida.

## **Agradecimentos**

Agradeço a Deus pela oportunidade de possuir uma família que me deu a condição necessária para a minha formação profissional. Aos meus pais Luciene e Ronaldo que sempre me apoiaram nos estudos. Ao meu amigo Melanio por ter me ajudado na elaboração deste trabalho, com seu grande conhecimento acerca do assunto, sendo por vezes chefe e ao mesmo tempo grande amigo de todas as horas. A minha irmã Raisal por me ajudar na finalização do meu trabalho. Ao meu pai por sua colaboração na formulação do texto e correção do mesmo. A minha namorada por me apoiar nos momentos de dificuldade.

Por último e não menos importante, quero agradecer imensamente a minha orientadora doutora e professora Maruska Tatiana N. S. Bueno que mesmo com seu tempo escasso sempre esteve disposta a me ajudar em qualquer tipo de dúvida, mesmo quando não estava no horário de orientação.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para que eu pudesse chegar até aqui, colaborando para meu crescimento pessoal e intelectual.

## RESUMO

Nesta pesquisa analisou-se o processo executivo da agência do Banco Regional de Brasília situado no Setor Bancário Sul na periferia do Edifício Brasília (sede do BRB), onde foram executados, entre os anos de 1984 e 1985, três pavimentos em subsolo e dois pavimentos acima do piso térreo do Edifício já construído. Levando em consideração a existência de outras edificações na periferia da obra em questão, houve necessidade da utilização de um método construtivo diferenciado para executar tal empreendimento, de modo que além das dificuldades acerca do método construtivo, também houve dificuldade perante o prazo existente que eram de apenas 100 dias. Com métodos convencionais o engenheiro responsável pela obra possivelmente demoraria cerca de 90 dias para executar qualquer tipo de contenção estrutural na obra (tirantes e estroncas), sobrando assim em torno de 10 dias para a conclusão da mesma, assim o método construtivo foi fundamental para o sucesso do empreendimento. Foram observados principalmente os métodos executivos utilizados assim como a necessidade do uso de métodos inovadores para se ganhar tempo dentro da boa técnica da engenharia. Com isso este trabalho abrange toda a análise de risco referente ao citado processo construtivo, tanto de escavação, execução de reforços e a concretagem da obra.

Palavras-chave: Escavação, obras de risco, solo.

## **ABSTRACT**

In this study, we analyzed the executive process of Banco Regional de Brasília (BRB) located in Setor Bancário Sul on the outskirts of Brasília Building (headquarters of the BRB), which was executed with three floors in the basement and two floors above the ground floor of the building. Taking into account the existence of other buildings on the outskirts of the work in question, it was necessary to use a different construction method to run such an enterprise, so that beyond the difficulties about the construction method also was difficult comply the existing deadline of 100 days. With conventional methods the engineer responsible for the project would take probably around 90 days to perform any type of work on the containment structure (rods and struts), leaving only 10 days to complete the same, so the construction method was essential to the success of the enterprise. We have observed mainly classic methods used as well as the innovative methods to gain time within the proper technique. Thus this work covers the entire risk analysis related to the aforementioned construction process, both: excavation, reinforcement and concrete execution of the work.

# Sumário

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>10</b>
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>11</b>
2.1. OBJETIVO GERAL .....	11
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	11
<b>3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>12</b>
3.1. ANÁLISE DO SOLO E FUNDAÇÕES .....	12
3.2. COMPOSIÇÃO DOS SOLOS .....	13
3.2.1. <i>Comportamento da composição do solo em contato com a água</i> .....	14
3.2.2. <i>Classificação identificação dos solos</i> .....	16
3.2.3. <i>Análise Granulométrica</i> .....	17
3.2.4. <i>Limites de Atterberg</i> .....	17
3.3. <i>Aterros e Solos Compactados</i> .....	18
3.4. <i>Percolação de água e tensões no solo</i> .....	19
3.5. <i>Comportamento e resistência do solo</i> .....	21
3.6. CRITÉRIOS DE RUPTURA .....	23
3.7. COMPORTAMENTOS DE SOLOS TÍPICOS: SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSÍVEIS.....	25
3.8. ESTABILIDADE DE TALUDES.....	26
3.9. TIPOS DE FUNDAÇÕES .....	27
3.10. CUIDADOS COM AS SOLICITAÇÕES NAS FUNDAÇÕES EM MEIO URBANO.....	30
3.10.1. <i>Contenção de edifícios em zona urbana e com subsolos</i> .....	31
3.10.2. <i>Sistemas de escoramento e método executivo</i> .....	31
3.11. INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS .....	36
3.11.1. <i>Marcos Superficiais</i> .....	37
3.11.2. <i>Inclinômetro</i> .....	37
3.11.3. <i>Extensômetros múltiplos de tipo magnético</i> .....	38
3.11.4. <i>Fita de Cisalhamento (Shear Strip)</i> .....	39
3.12. PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES .....	41
<b>4. MATERIAIS E METODOLOGIA DE TRABALHO .....</b>	<b>44</b>
4.1. METODOLOGIA.....	44
4.2. MATERIAIS .....	44
<b>5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>45</b>
5.1. PLANTA DE SITUAÇÃO DO EMPREENDIMENTO EXECUTADO.....	45
5.2.1. <i>Análise do solo</i> .....	47
5.2.2. <i>Execução do reforço</i> .....	48
5.2.3. <i>Da patologia</i> .....	48
5.2.4. <i>Das fundações</i> .....	49
5.2.5. <i>Da Escavação</i> .....	51
5.2.6. <i>Da Estrutura</i> .....	53
5.2.7. <i>Do Prazo</i> .....	55
<b>6. ANÁLISE DO PROCESSO EXECUTIVO DA FUNDAÇÃO DO PRÉDIO EM ESTUDO .....</b>	<b>57</b>
6.1. QUANTO AO SOLO.....	57
6.2. QUANTO AO REFORÇO .....	57



6.3.	QUANTO AS PATOLOGIAS OBSERVADAS.....	58
6.4.	QUANTO AO PROCESSO DE ESCAVAÇÃO REALIZADO.....	58
6.5.	QUANTO A CONCRETAGEM.....	59
<b>7.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>60</b>
7.1.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	61
<b>8.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>62</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>.....</b>	<b>63</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Fases genéricas do solo.....	13
Figura 2 - Grão de solo.....	15
Figura 3 - Partículas de água interligadas às partículas de argila.....	15
Figura 4 - Variação da consistência dos solos com a umidade.....	18
Figura 5 - Tensões totais, neutras e efetivas atuantes no subsolo .....	20
Figura 6 - Carregamentos: (a) de compressão, (b) de cisalhamento .....	22
Figura 7 - Representação dos critérios de ruptura: 1 – Coulomb; 2 – Mohr.....	24
Figura 8 - Alguns tipos de fundações profundas: estacas (a) metálicas, (b) pré-moldadas de concreto vibrado, (c) pré-moldada de concreto centrifugado, (d) tipo Franki e tipo Strauss, (e) tipo raiz, (f) escavadas (tubulões), (g) a céu aberto, sem revestimento, (h) com revestimento de concreto e (i) com revestimento de aço .....	28
Figura 9 - Alguns tipos de fundações mistas: (a) estaca ligada a sapata (“estaca T”), (b) estaca abaixo de sapata (“estapata”), (c) radier sobre estacas e (d) radier sobre tubulões..	29
Figura 10 - Sistemas de escoramento vertical (paredes) .....	32
Figura 11 - Método convencional de execução de subsolos.....	33
Figura 12 - Método invertido de execução de subsolos.....	34
Figura 13 - Situações especiais: (a) lâmina afastada das divisas e (b) subsolo com afastamento das divisas .....	36
Figura 14 - Inclínômetro: aparelho para medição de deslocamentos horizontais em profundidade. ....	38
Figura 15 - Esquema de instalação de extensômetro múltiplo tipo magnético .....	39
Figura 16 - Esquema de instalação e funcionamento de fitas de cisalhamento (sheare strip) .....	41
Figura 17 - Planta de Situação.....	45
Figura 18 - Vista Esquemática 3D .....	46
Figura 19 – Corte AA .....	47
Figura 20 - Patologia encontrada na cabeça do tubulão do Edifício Brasília .....	49
Figura 21 - Projeto de Fundações .....	51
Figura 22 - Planta de locação de cargas dos pilares.....	54
Figura 23 - Foto da agência em fazer final de construção.....	55

## ÍNDICE DE SIMBOLOS

$H$	Altura da amostra
$l$	Altura do maciço após a deformação vertical
$R$	Carga contrária ao deslocamento horizontal
$\tau$	Deformação
$d$	Deformação angular
$dH$	Deformação vertical
$dR$	Deformação horizontal
N. A	Nível da água
$\gamma$	Peso específico
$u$	Poropressão
$\sigma$	Tensão

## ÍNDICE DE ABREVIações

ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BRB	Banco de Brasília
CEB	Companhia Energética de Brasília
CP V-ARI	Cimento Portland de alta resistência inicial
LC	Limite de concentração
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
NBR	Norma brasileira
SCS	Setor Comercial Sul

## 1. INTRODUÇÃO

O Brasil vive em constante crescimento urbano, principalmente na periferia dos grandes centros, onde ainda existe espaço. Em meio as constantes mudanças, a fim de melhorar a qualidade de vida e aproveitar os poucos espaços existentes, é que as obras subterrâneas se fazem presentes. Porém existe um risco voltado para esse seguimento, pois não basta apenas executar uma obra viabilizando o espaço subterrâneo sem antes fazer uma análise precisa e minuciosa de todas as interferências e riscos existentes.

Atualmente as grandes metrópoles se veem sem espaços para um crescimento controlado, tendo assim a necessidade da verticalização dos edifícios. Ambas as soluções são necessárias, tanto a verticalização quanto o investimento em obras subterrâneas, porém, os prazos existentes, muitas vezes devido à quantidade de interferências e problemas encontrados, são estendidos dificultando assim a sua execução em meios urbanos.

Outros problemas encontrados são de edifícios antigos onde não houve previsão de garagens subterrâneas ou até mesmo centros comerciais que, pela má previsão de crescimento urbano, optam por não executar garagens para atender aos clientes, tendo assim no futuro, a necessidade da execução deste tipo de solução construtiva.

As soluções de obras subterrâneas para as grandes cidades como, por exemplo Brasília, são essenciais principalmente para regiões de alta circulação de pessoas, como se pode observar no Setor Comercial Sul e em algumas comerciais da Asa Sul e Asa Norte, onde os espaços destinados a estacionamento é menor do que a demanda, bem como em algumas quadras da Asa Sul e Asa Norte, onde muitos edifícios não possuem garagens subterrâneas.

Baseado nos problemas mencionados este trabalho apresenta uma solução diferenciada para uma execução rápida e segura de qualquer tipo de intervenção em meio urbano.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo Geral**

O objetivo deste trabalho é mostrar, através de um método construtivo, as possibilidades de intervenções em subsolos em meios urbanos, mostrando assim que existem métodos seguros para a execução do mesmo.

### **2.2. Objetivos Específicos**

- ✓ Entender o processo construtivo de escavação em meio urbano;
- ✓ Correlacionar o processo construtivo com a necessidade de atender pequenos prazos de execução de obra;
- ✓ Entender o comportamento do solo mediante escavação em meio urbano, com ênfase em edificações vizinhas;
- ✓ Buscar materiais que atendam a técnica e ao prazo de obras em meio urbano;
- ✓ Entender a necessidade de planejamento prévio para obras em meios urbanos, discutindo técnicas e métodos executivos.

### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1. Análise do solo e fundações**

Todo projeto de fundações contempla as cargas aplicadas pela obra e a resposta do solo a estas solicitações. Os solos são muito distintos entre si e respondem de maneira muito variável, por isto, toda experiência transmitida pelas gerações de construtores sempre se relaciona ao tipo de solo existente. O comportamento reológico dos maciços terrosos não pode ser expresso por parâmetros simples como um módulo de elasticidade ou uma tensão de escoamento ou de resistência. (Pinto, 1998).

O citado autor supramencionado genericamente explica que o módulo de elasticidade corresponde à capacidade de deformação do solo, sendo que a deformabilidade do corpo segue a direção da força aplicada.

Assim como se define ainda a tensão de resistência ou de escoamento do solo como sendo o ponto associado a uma transição no comportamento do material, de maior rigidez para menor rigidez.

O conhecimento do comportamento dos solos dispostos na natureza em perfis heterogêneos apresentam condições completamente diferenciadas necessitando de tratamentos teóricos mais específicos.

Citam-se inclusive os trabalhos de Karl Terzaghi, os quais identificam o papel das pressões na água nas tensões nos solos, e apresentando uma solução matemática para a evolução dos recalques das argilas com o tempo após o carregamento, são reconhecidos como o marco inicial de uma nova ciência de engenharia, que recebeu o nome de Mecânica dos Solos (Pinto, 1998).

Percebe-se que tamanho das partículas influencia diretamente no comportamento dos solos tendo em vista a presença de água ou outros elementos que podem influenciar na capacidade de suporte dos solos.

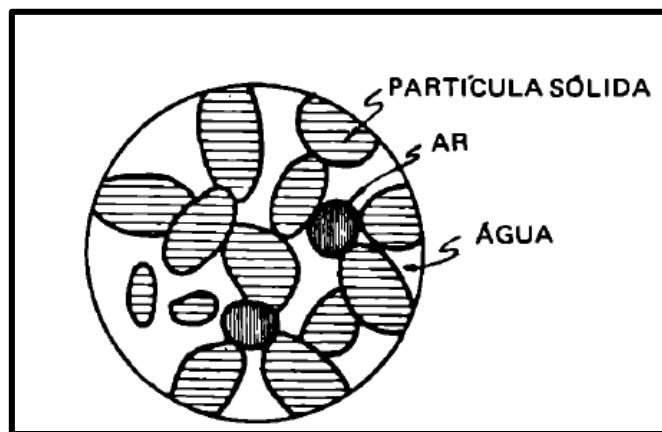
Ainda segundo Pinto (1998), a engenharia de fundações se aprimora pela experiência, com o comportamento das fundações devidamente observado e interpretado, e isto não se faz sem atentar para as peculiaridades dos solos. Por outro lado, todo desenvolvimento de técnicas de projeto e de execução das fundações depende do entendimento dos mecanismos de comportamento dos solos.

### 3.2. Composição dos Solos

O solo é um material constituído por um conjunto de partículas sólidas, deixando entre si vazios que poderão estar parcial ou totalmente preenchidos pela água. (Caputo, 1990).

A Figura 1 mostra a relação entre os componentes do solo, o qual é constituído de partículas isoladas, ar e água.

Figura 1 Fases genéricas do solo.



Fonte: (Pinto, 1998)

Segundo Pinto (1998) as partículas, de maneira geral, se encontram livres para se deslocar entre si. Em alguns casos, pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas num grau extremamente mais baixo do que nos cristais de um metal ou nos agregados de um concreto.

Entende-se que a cimentação corresponde a forte atração entre as partículas gerando um processo de aglutinação devido a processos químicos e/ou físicos. No caso do solo essa cimentação se dá por vários motivos, um deles é o adensamento do solo em profundidades não superficiais ou superficiais, podendo ocorrer por meio mecânico ou natural.

O comportamento dos solos depende do movimento das partículas sólidas entre si e isto faz com que ele se afaste do mecanismo dos sólidos de maneira bem mais acentuada do que os materiais tradicionalmente considerados nas estruturas.



Pode-se citar que em diversas situações, o comportamento do solo deve ser entendido levando-se em consideração as forças transmitidas diretamente nos contatos entre as partículas, inclusive estas partículas do solo podem quebrar-se quando solicitado, alterando o seu desempenho. (Pinto, 1998)

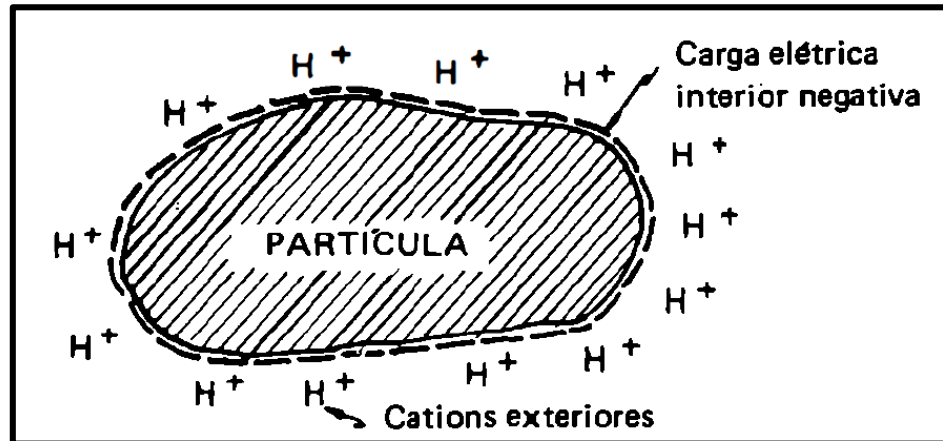
Nem sempre é fácil identificar as partículas porque grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas argilosas, finíssimas, ficando com o mesmo aspecto de uma aglomeração formada exclusivamente destas partículas argilosas. Quando secas, as duas formações são dificilmente diferenciadas. Quando úmidas, entretanto, a aglomeração de partículas argilosas se transforma em uma pasta fina, enquanto a partícula arenosa revestida é facilmente reconhecida pelo tato.

### **3.2.1. Comportamento da composição do solo em contato com a água**

Segundo Caputo (1990) as investigações sobre as propriedades das frações muito finas dos solos mostram que a superfície da partícula sólida possui uma carga elétrica negativa, cuja intensidade depende primordialmente de suas características mineralógicas; as atividades físicas e químicas decorrentes dessa carga superficial constituem a chamada atividade da superfície do mineral.

Pinto (1998) complementa que quando a água se encontra em contato com as partículas argilosas, suas moléculas se orientam em relação a elas e aos íons que circundam as partículas. Quando duas partículas de argila, na água, estão muito próximas, entre elas ocorrem forças de atração e de repulsão. A Figura 2 apresenta um grão de solo envolto por íons negativos em contato com os íons positivos da água.

Figura 2 - Grão de solo

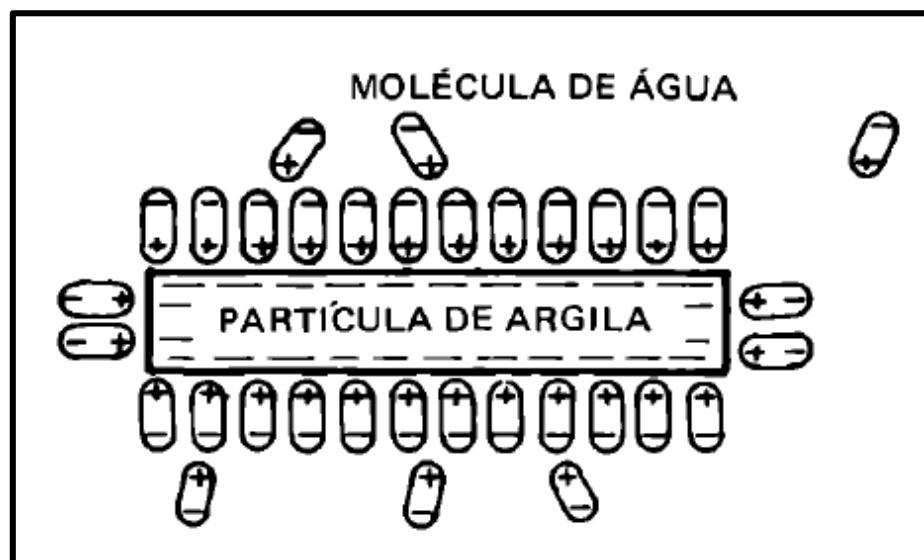


Fonte: (Pinto, 1998)

Em contato com a água, cujas moléculas são polarizadas ( $H^+$ ,  $OH^-$ ), as partículas sólidas atraem seus íons positivos  $H^+$ , formando, assim, uma película de água adsorvida, denominada camada adsorvida. (Caputo, 1990)

Na Figura 3 observam-se as partículas de água interligadas às partículas de argila.

Figura 3 - Partículas de água interligadas às partículas de argila



Fonte: (Pinto, 1998)

Observa-se que as moléculas de água se ligam com as de argila por diferença de potencial elétrico, de modo que suas propriedades se alteram de acordo com a força de atração entre as elas, ou seja, para se quebrar a ligação existente entre as moléculas de água e de argila precisa-se de certo grau de agitação.

Segundo Caputo (1990) um fenômeno importante, denominado troca de base, é o que se refere à faculdade das partículas coloidais permutarem os cátions adsorvidos em sua superfície. Assim, uma argila hidrogenada (argila-H) pode se converter numa argila sódica (argila-Na) por uma constante infiltração de água que contenha em dissolução sais de Na.

O conhecimento das estruturas permite o entendimento de diversos fenômenos notados no comportamento dos solos, como a sensibilidade das argilas e a diferença de comportamento de solos compactados em situações distintas.

Quando o solo não se encontra saturado, o ar pode se apresentar em forma de bolhas oclusas, se estiver em pequena quantidade, ou em forma de canalículos intercomunicados, inclusive com o meio externo. O aspecto mais importante com relação à presença do ar reside em que a água, na superfície, se comporta como se fosse uma membrana. (Pinto, 1998)

### **3.2.2. Classificação identificação dos solos**

A diversidade e a diferença de comportamento dos solos, quando submetido a solicitações, permitiu que fossem naturalmente agrupados em conjuntos distintos, para os quais algumas propriedades podem ser atribuídas.

Por conta disso, surgiram os sistemas de classificação, com o objetivo de classificar os variados tipos de solos e seus diversos comportamentos, ou, pelo menos, o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema. (Pinto, 1998)

E ainda cabe citar que para caracterizar os solos é necessária a realização da granulometria assim como a obtenção dos índices de Atterberg.

### **3.2.3. Análise Granulométrica**

A análise granulométrica consiste, em geral, de duas fases: peneiramento e sedimentação. O peso de material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a "porcentagem que passa" e representada graficamente em função da abertura da peneira.

A abertura nominal da peneira é considerada como o diâmetro das partículas. Trata-se, evidentemente, de um diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas.

A análise por peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras, que não pode ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse. Quando se deseja conhecer a distribuição da porção mais fina dos solos, emprega-se a técnica da sedimentação. Para detalhes do ensaio, pode-se consultar a Norma NB-29 da ABNT. (Pinto, 1998)

Partindo da análise granulométrica pode-se determinar a maior predominância de determinado solo e assim o classificar, de modo que suas características se tornem visíveis permitindo uma melhor abordagem das soluções dos projetos.

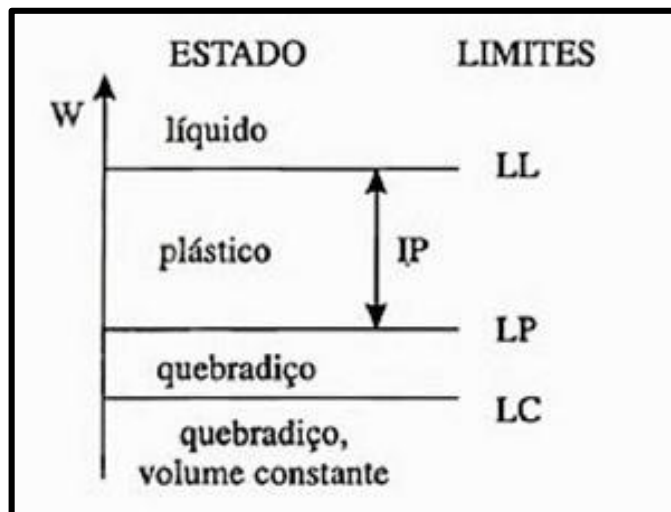
### **3.2.4. Limites de Atterberg**

Atterberg, em 1911, propôs, e Casagrande, em 1932, citado por Pinto (1998) adaptou para a mecânica dos solos, um procedimento para definir teores de umidade característicos de mudança de estado do solo, de líquido, quando muito úmido, passando a plástico, semi-sólido e sólido na medida em que o teor de umidade diminui.

Estes teores de umidade foram definidos como limite de liquidez (LL), que significa o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita, numa concha, requer 25 golpes para se fechar; limite de plasticidade (LP) que é adotado como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro e o limite de contração (LC) que indica a umidade correspondente ao volume de água necessário para preencher os vazios do solo quando seco ao ar. (Pinto,

1998). A Figura 4 apresenta os estados do solo assim como os índices de consistência.

Figura 4 - Variação da consistência dos solos com a umidade



Fonte: (Pinto, 1998)

Onde:

**LL – Limite de Liquidez;**

**LP – Limite de Plasticidade;**

**LC – Limite de Contração;**

### 3.3. Aterros e Solos Compactados

A mudança de consistência do solo com a diminuição da umidade é gradual. Os limites estabelecidos são arbitrários, servindo para caracterizar as diferenças entre os diversos solos de maneira padronizada.

Os índices de Atterberg são também empregados como índices em relação aos quais se correlacionam propriedades de deformabilidade ou de resistência dos solos,

e, ainda, como termos de referência para a consistência de solos argilosos desestruturados em função da umidade.

Sabe-se que os aterros possuem uma constituição heterogênea, de modo que os materiais em camadas mais profundas podem apresentar um comportamento imprevisível, gerando recalques que fogem da previsibilidade, com isso não devem ser utilizados como base de apoio para as fundações sem antes serem preparados por meio de uma apropriada compactação.

A existência de pedaços de madeira em decomposição, embalagens e materiais semelhantes no corpo do aterro pode provocar a ocorrência de grandes deformações quando os aterros são carregados. Entretanto, aterros construídos com planejamento e controle, dentro de uma boa técnica, podem se constituir em camadas de adequada capacidade de suporte.

Quando se compacta o solo, tem-se como objetivo deixá-lo com o menor índice de vazios possível, com os meios disponíveis. Isto porque, nestas condições, o solo apresenta menor deformabilidade quando posteriormente carregado. (Pinto, 1998)

A existência de água na composição do solo pode facilitar a compactação, ou seja, a água provoca um efeito lubrificante entre as partículas que facilita a acomodação nos vazios existentes. Entretanto, quando o grau de saturação se torna elevado a compactação não consegue expulsar o ar existente nos vazios, que se encontra em forma de bolhas oclusas. Sendo assim, o solo possui uma umidade ótima para que o grau de compactação seja ideal. Essa umidade ótima deve ser conhecida para a eficiência do processo.

### **3.4. Percolação de água e tensões no solo**

Segundo Pinto (1998) frequentemente a água ocupa a maior parte dos vazios no solo, com isso algumas cavidades podem não estar ainda preenchidas, gerando assim uma diferença de potencial.

Caputo (1990) define a permeabilidade como sendo a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento da água através dele.

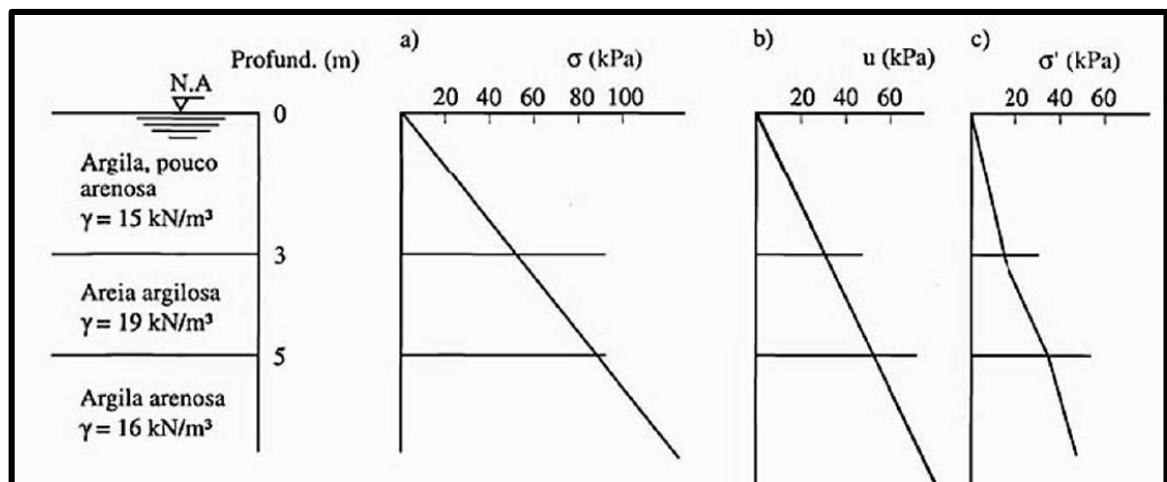
Com isso o deslocamento da água dentro do solo acontece, entre outros fatores, devido ao equilíbrio hidrostático, que enfrenta resistência por causa da permeabilidade do solo que segue a Lei de Darcy citada por Pinto (1998).

O estudo da percolação da água nos solos é muito importante porque intervém num grande número de problemas práticos, como no cálculo das vazões, na análise de recalques e nos estudos de estabilidade.

Nos solos ocorrem tensões devidas ao peso próprio e às cargas aplicadas. Quando o solo é constituído de camadas aproximadamente horizontais, a tensão normal resulta da somatória do efeito das diversas camadas. (Pinto, 1998).

A Figura 5 mostra um diagrama de tensões de acordo com a profundidade e o nível de água na superfície.

Figura 5 - Tensões totais, neutras e efetivas atuantes no subsolo



Fonte: Pinto (1998)

Onde:

N.A – Nível da água;

$\gamma$  – Peso Específico;

$\sigma$  – Tensão Total;

$u$  – Poropressão;

$\sigma'$  – Tensão Atuante;

### 3.5. Comportamento e resistência do solo

Cita-se em Pinto (1998) que tradicionalmente, os problemas geotécnicos são considerados em dois grupos distintos: a análise dos recalques ou deformações e a análise da estabilidade ou ruptura. Para o primeiro grupo, o solo é caracterizado pela relação tensão-deformação, empregando-se a teoria da elasticidade. Para a análise da estabilidade, verifica-se o equilíbrio limite pela teoria da elasticidade, desconsiderando a deformabilidade do solo, pois as rupturas ocorrem com grandes deformações.

Porém devemos entender que as rupturas generalizadas, em função do curto período de tempo que podem ocorrer não apresentam uma longa deformação no terreno, ou que um longo escoamento preliminar no solo na iminência da ruptura, se dá em caráter instantâneo, assim como observado em casos onde as rupturas são ocasionadas por intensa saturação com carreamento de material, caracterizado pelo efeito *piping* em barragens, por exemplo.

Entende-se por efeito *piping* a percolação de água que ocorre pela parte inferior da barragem no pé do talude a jusante. No caso a percolação é tão intensa que a barragem sofre um enfraquecimento e rompe. Este efeito gera uma ruptura descontrolada e sem previsão.

Quando o solo é submetido a solicitações externas, por meio de carregamentos ou descarregamentos (escavações), as tensões no seu interior se alteram. Havendo alteração das tensões efetivas, o solo se deforma, em consequência de diversos fatores:

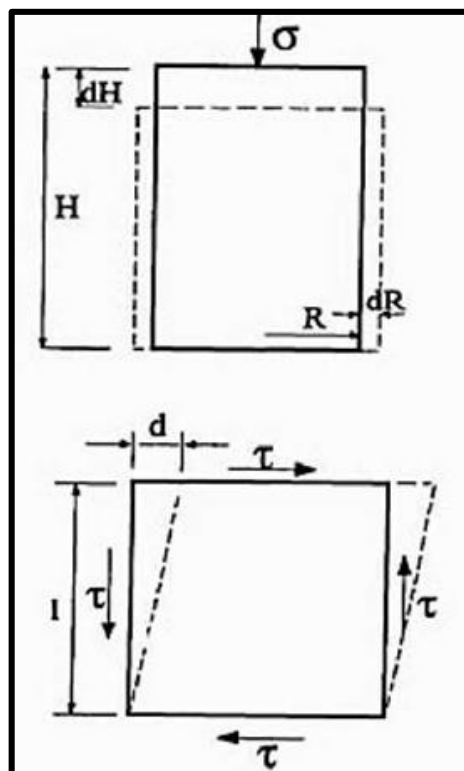
- I. A compressão das partículas, que é geralmente muito pequena;
- II. Algumas partículas com formato de placas, como as micas e as argilas, podem fletir;



- III. Alguns grãos podem se quebrar;
- IV. As partículas escorregam entre si e se rearranjam.

Este último aspecto é nitidamente mais importante que os demais, dele resultando as deformações observadas externamente ao solo. O número de contatos entre os grãos é enorme, impossibilitando qualquer análise de comportamento do solo pela consideração do que ocorre nos contatos. (Pinto, 1998). Observa-se na Figura 6 a deformabilidade do solo quando sujeito a carregamentos externos e cisalhamento.

Figura 6 - Carregamentos: (a) de compressão, (b) de cisalhamento



Fonte: (Pinto, 1998)

Em análise a Figura 6 supramencionada infere-se que os itens constantes no processo de deformação são os seguintes:

$\sigma$  – Tensão atuante;

$dH$  – Deformação vertical;

$H$  – Altura inicial da amostra;

$R$  – Carga contrária ao deslocamento horizontal;

$dR$  – Deformação horizontal;

$d$  – Deformação angular;

$\tau$  – Deformação por cisalhamento;

$l$  – Altura do maciço após a deformação vertical.

### **3.6. Critérios de ruptura**

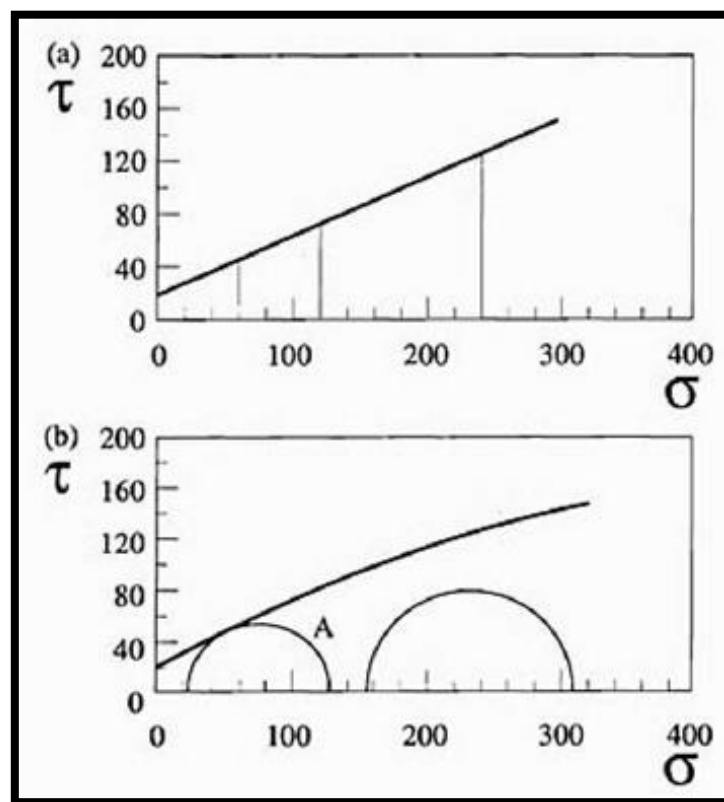
Em condições normais, solicitações externas provocam deformações do solo, que se estabiliza num arranjo entre partículas distinto do anterior. Em certas solicitações, entretanto, as forças transmitidas pelas partículas são superiores ao que o atrito e o entrosamento entre as partículas podem suportar. As partículas se deslocam de maneira a descaracterizar o formato original do solo. Define-se esta situação como a ruptura do solo. A ruptura do solo se dá por cisalhamento. Pinto (1998)

Cavalcante (2006) cita que as deformações em um maciço de terra são devidas principalmente aos deslocamentos relativos que ocorrem nos contatos entre as partículas do solo, de modo do que, na maioria dos casos, as deformações que ocorrem dentro das partículas do solo podem ser desprezadas, considerando-se que a água e as partículas sólidas são incompressíveis. Pode-se dizer também, que as tensões cisalhantes são a principal causa do movimento relativo entre as partículas do solo.

Externamente, observa-se a ocorrência de uma ou várias superfícies de escorregamento na massa do solo. Nestas superfícies, as partículas estão escorregando, rolando e se acomodando em novas posições, podendo ser

deslocadas sucessivas vezes. A Figura 7(a) mostra o critério de ruptura proposto por Coulomb, sendo que o valor da tensão de cisalhamento não deverá ultrapassar um valor dado pela expressão  $c + f\sigma$ , sendo  $c$  e  $f$  constantes do material e  $\sigma$  a tensão existente no plano de cisalhamento. Na Figura 7(b) temos os critérios adotados por Mohr, sendo o círculo "A" a representação de tensões em que não há ruptura, e o círculo "B", tangente à envoltória, indicativo de um estado de tensões na ruptura.

Figura 7 - Representação dos critérios de ruptura: 1 – Coulomb; 2 – Mohr



Fonte: (Pinto, 1998)

Onde:

$\tau$  – Deformação;

$\sigma$  – Tensão

Naturalmente, várias opções de retas podem ser adotadas, devendo a escolha levar em consideração o nível de tensões do projeto em análise. Os dois critérios apontam para a importância da tensão normal no plano de ruptura. A maior tensão de cisalhamento ocorre sempre no plano que determina um ângulo de  $45^\circ$  com os planos principais. (Pinto, 1998).

### **3.7. Comportamentos de solos típicos: Solos colapsíveis e expansíveis**

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos.

O colapso é devido à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantinha as partículas e as agregações de partículas unidas. (Cavalcante, 2006)

Seguindo esta linha Pinto (1998) ainda complementa que a redução da tensão de sucção provoca um enfraquecimento das ligações entre as partículas e pequenos escorregamentos entre elas, gerando uma macrocompressão.

Tem sido verificado que o comportamento colapsível dos solos está intimamente relacionado com a estrutura do solo, que é consequente do processo de sua formação (Mendonça & Mahle (1994) citado por Pinto 1998).

Colapso também ocorre em solos compactados, sendo reduzido na medida em que a umidade de compactação é maior ou o grau de compactação é elevado. Os solos colapsíveis são geralmente analisados por meio do ensaio edométrico. (Pinto, 1998).

Ao contrário dos solos colapsíveis, certos solos não saturados, quando submetidos à saturação, apresentam expansão. Tal expansão é devida à entrada de água nas interfaces das estruturas mineralógicas das partículas argilosas, ou à liberação de pressões de sucção a que o solo estava submetido, seja por efeito de

ressecamento, seja pela ação de compactação a que foi submetido. Cavalcante (2006)

Pinto (1998) acrescenta que a expansibilidade dos solos está intimamente ligada às características do mineral argila presente, e à sua porcentagem na constituição do solo.

Cavalcante (2006) ainda explica que o fenômeno de expansão também ocorre quando solos, mesmo saturados, ao serem aliviados das pressões que sobre eles atuam, absorvem água do lençol freático e se expandem, algumas vezes perdendo muito de sua consistência.

Diversos procedimentos são sugeridos para a identificação da expansibilidade dos solos geralmente baseados na porcentagem da fração argila, no índice de plasticidade, na atividade ou na capacidade de troca de cátions, que são índices que indicam a aversez do solo pela água.

Sob o ponto de vista prático, um solo é expansivo quando pode apresentar expansão para a variação de umidade ou de tensão a que venha a ser exposto.

Sob o ponto de vista científico, entretanto, são classificados como expansivos os solos que apresentam elevada variação volumétrica, expansão ou contração, quando se alteram as condições de umidade.

Um solo que já expandiu por efeito de aumento de umidade, continua a ser considerado expansivo, ainda que não tenha mais o que apresentar de expansão. Por esta razão, os sistemas de classificação de solos como expansivos se baseiam na constituição do solo e não no seu estado natural.

O estudo da expansividade dos solos é feita também em ensaios de compressão edométrica, de maneira semelhante à empregada para os solos colapsíveis. (Pinto, 1998)

### **3.8. Estabilidade de Taludes**

Em obras de risco sempre se deve atentar para a instabilidade dos maciços a fim de prevenir acidentes. Esse tipo de problema se repete constantemente nas obras

de engenharia de modo que o solo perde sua capacidade de suporte por não existir tratamento adequado. É importante entender que em obras de escavação é necessária investigação e tratamento do solo antes de se fazer qualquer tipo de execução.

Bishop & Bjerrum (1960), citado por Marinho (2013), enfatizam que em geral todas as forças e cargas que atuam em um talude são razoavelmente conhecidas. A maior incerteza está na resistência ao cisalhamento, sendo, portanto, importante se investigar as variáveis que controlam a resistência ao cisalhamento.

Tendo como base experiências ocorridas anteriormente Massad (2003) explica que um acidente ocorrido em 1916 no cais de Stigberg, em Gotemburgo os suecos desenvolveram um método de análise baseado no conceito de “equilíbrio-limite”. Com isso foi observado que as linhas de ruptura eram aproximadamente circulares e que o escorregamento ocorria de tal modo que a massa de solo instabilizada se fragmentava em fatias ou lamelas, com faces verticais.

O equilíbrio-limite baseia-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Partindo das forças atuantes, são determinadas as tensões de cisalhamento induzidas para a comparação com a resistência do solo em questão.

A resistência ao cisalhamento de um solo depende de fatores tais como: valor da tensão normal efetiva, condições de drenagem, histórico de pré-adensamento, características do solo e sua estrutura. (Massad, 2003)

Neste trabalho é apresentado nos itens 3.10.2 os métodos de estabilização de talude para que não existam riscos para obras de terra em situações de escavação em meio urbano a qual é o foco desta pesquisa.

### **3.9. Tipos de Fundações**

Segundo Velloso & Lopez (2011) as fundações são divididas em três tipos: fundações superficiais, profundas e mistas. Para a primeira categoria tem-se:

**Bloco** — elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;

**Sapata** — elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração;

**Sapata Corrida** — sapata sujeita à ação de cargas distribuídas linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (às vezes chamadas de baldrame ou de viga de fundação);

**Grelha** — elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares; sapata associada — elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que a difere da viga de fundação;

**Radier** — elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

Para fundações profundas tem-se:

**Estaca** — elemento de fundação profunda executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos;

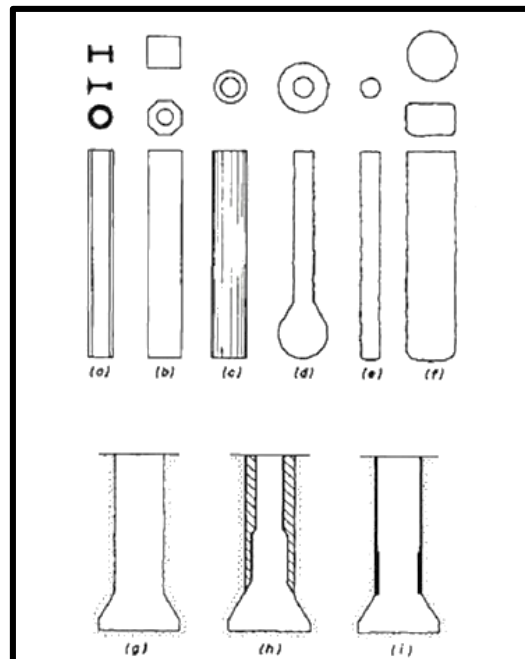
**Tubulão** — elemento de fundação profunda de forma cilíndrica, em que, pelo menos na sua fase final de execução, há a descida de operário (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões, mas pelo processo executivo, que envolve a descida de operário);

**Caixão** — elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

A Figura 8 apresenta os diferentes tipos de fundações profundas mostrando suas principais diferenças de aspectos.

Figura 8 - Alguns tipos de fundações profundas: estacas (a) metálicas, (b) pré-moldadas de concreto vibrado, (c) pré-moldada de concreto centrifugado, (d) tipo Franki e tipo Strauss, (e) tipo raiz, (f)

escavadas (tubulões), (g) a céu aberto, sem revestimento, (h) com revestimento de concreto e (i) com revestimento de aço



Fonte: (Velloso & Lopes, 2011)

E as fundações mistas:

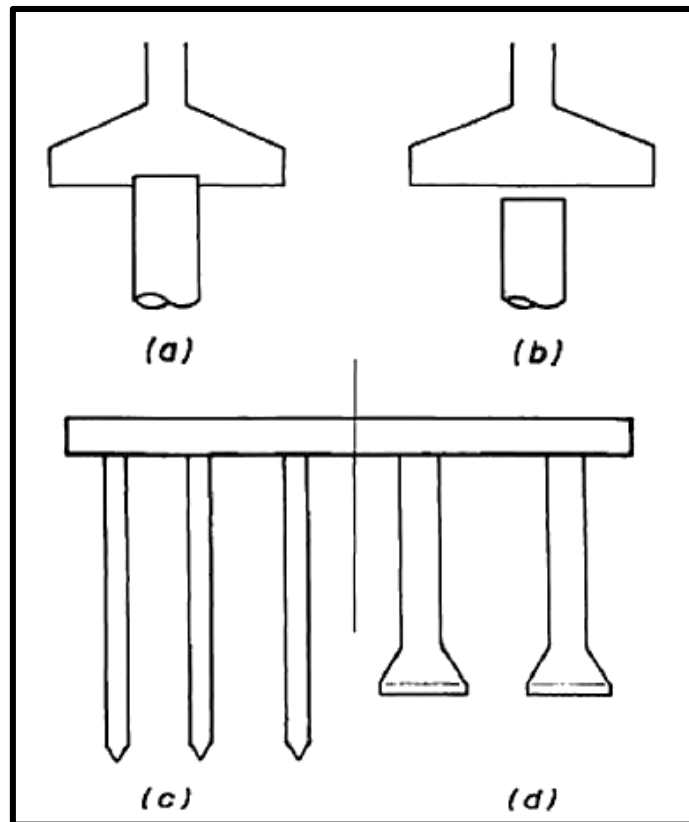
Sapatas sobre estacas — associação de sapata com uma estaca (chamada de "estaca T" ou "estapata", dependendo se há contato entre a estaca e a sapata ou não);

Radiers estaqueados — radiers sobre estacas (ou tubulões), que transfere parte das cargas que recebe por tensões de contato em sua base e parte por atrito lateral e carga de ponta das estacas.

A Figura 9 mostra a concepção das fundações mistas.

Figura 9 - Alguns tipos de fundações mistas: (a) estaca ligada a sapata ("estaca T"), (b) estaca abaixo de sapata ("estapata"), (c) radier sobre estacas e (d) radier sobre tubulões.





Fonte: (Velloso & Lopes, 2011)

### 3.10. Cuidados com as solicitações nas fundações em meio urbano

Segundo Velloso & Lopes (2011) no Brasil, a norma NBR 8681 ("Ações e Segurança nas Estruturas") classifica as ações nas estruturas em: Ações permanentes: as que ocorrem com valores constantes durante praticamente toda a vida da obra (peso próprio da construção e de equipamentos fixos, empuxos, esforços devidos a recalques de apoios); Ações variáveis: as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno da média (ações devidas ao uso da obra, tipicamente); Ações excepcionais: as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da obra, mas que precisam ser consideradas no projeto de determinadas estruturas (explosões, colisões, incêndios, enchentes e sismos).

A norma estabelece critérios para combinações destas ações na verificação dos estados-limites de uma estrutura. Deste modo pode-se entender que uma

estrutura sempre apresenta carregamentos diversos que contribuem para a sua instabilidade tendo assim que se verificar por meio de instrumentação qualquer tipo de modificação que seja feita durante ou depois da obra concluída.

Entende-se por estado-limite de uma estrutura o carregamento necessário para gerar patologias ou grandes deformações. Trata-se o estado-limite de duas maneiras, sendo ele último ou de serviço (também chamado de “estado limite de utilização”). No caso “último”, refere-se ao colapso parcial ou total da estrutura enquanto no de “serviço” refere-se às deformações ou fissuras que comprometem sua utilização.

### **3.10.1.      Contenção de edifícios em zona urbana e com subsolos**

Estruturas de contenção são executadas em diversos casos, contudo as contenções dos edifícios com subsolos despertam especial interesse. Para ter maior proveito da área edificável do terreno, muitas dessas contenções possuem seu limite encostado na divisa. Torna-se necessário a implantação de estrutura de contenção para ser viável a escavação a prumo junto à divisa da obra, sem que haja abalo nas edificações vizinhas. (Medeiros et al, 2010 citado por Sakano & Futai, 2013)

De acordo com Velloso & Lopes (2011), no caso de edifícios em zona urbana com pavimentos de subsolo, há que se prever um sistema de escoramento da escavação para execução destes pavimentos.

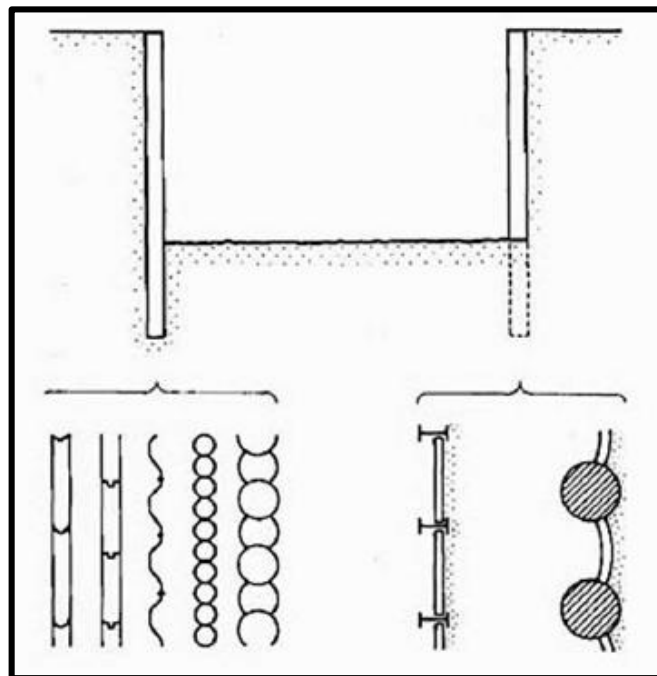
Estes pavimentos geralmente se estendem até as divisas dos terrenos e supondo-se que os vizinhos já estejam construídos deve-se escolher o sistema de escoramento, o método executivo mais eficiente e apropriado, de maneira que não ocorra a instabilidade ao longo do processo de escavação, e execução da fundação.

### **3.10.2.      Sistemas de escoramento e método executivo**

Para os sistemas de escoramento tem-se: Paredes-diafragmas; paredes de estacas-pranchas de concreto (inviável se vizinho já construído); paredes de estacas pranchas de aço (pouco utilizadas devido ao custo elevado); paredes de estacas justapostas (ou tangentes); paredes de estacas secantes. (Velloso & Lopes, 2011)

A Figura 10 mostra do lado esquerdo escoramentos verticais do tipo contínuo, que são: Paredes diafragmas, parede de estaca-pranchas de concreto, parede de estaca-prancha de aço, parede de estaca justaposta, parede de estacas secantes. Do lado direito seguem os escoramentos do tipo descontínuo que são: Parede de perfis e pranchões; paredes de estacas escavadas ("estacões") com concreto projetado ou colunas de jet-grout entre elas.

Figura 10 - Sistemas de escoramento vertical (paredes)



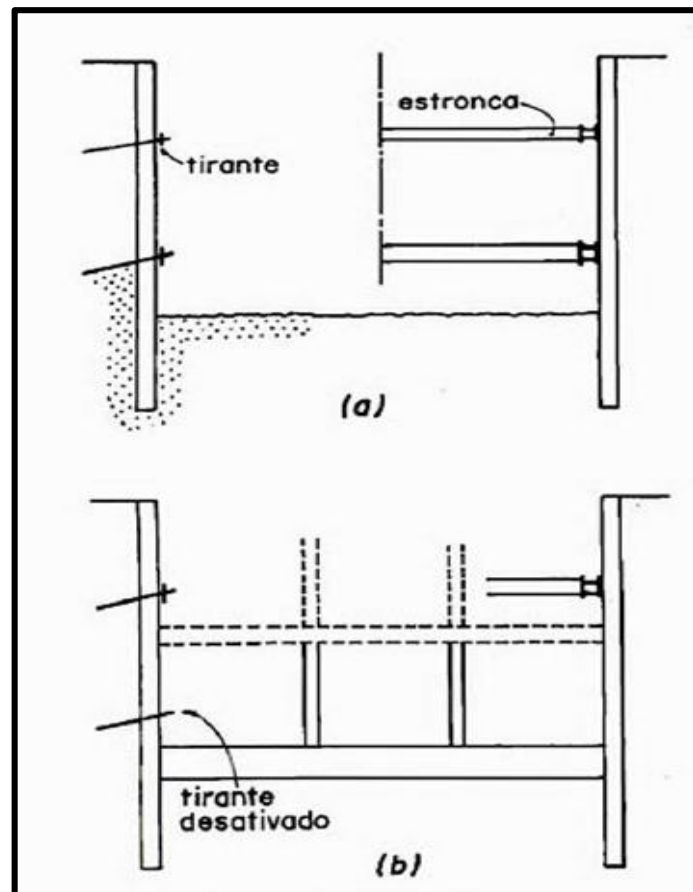
Fonte: (Velloso & Lopes, 2011)

Existem basicamente três tipos de escoramento vertical: tirantes ou ancoragens, estroncas (em aço ou madeira) ou lajes da estrutura. Quanto ao método executivo há basicamente dois tipos: método direto ou convencional; método invertido.

No método direto ou convencional a escavação avança até a cota final, com o escoramento horizontal promovido por tirantes ou estroncas como observado na Figura 11(a). Numa segunda etapa a estrutura do prédio começa a ser executada, de

baixo para cima, e os escoramentos provisórios passam a ser substituída pelas lajes da estrutura, Figura 11(b). (Velloso & Lopes, 2011)

Figura 11 - Método convencional de execução de subsolos

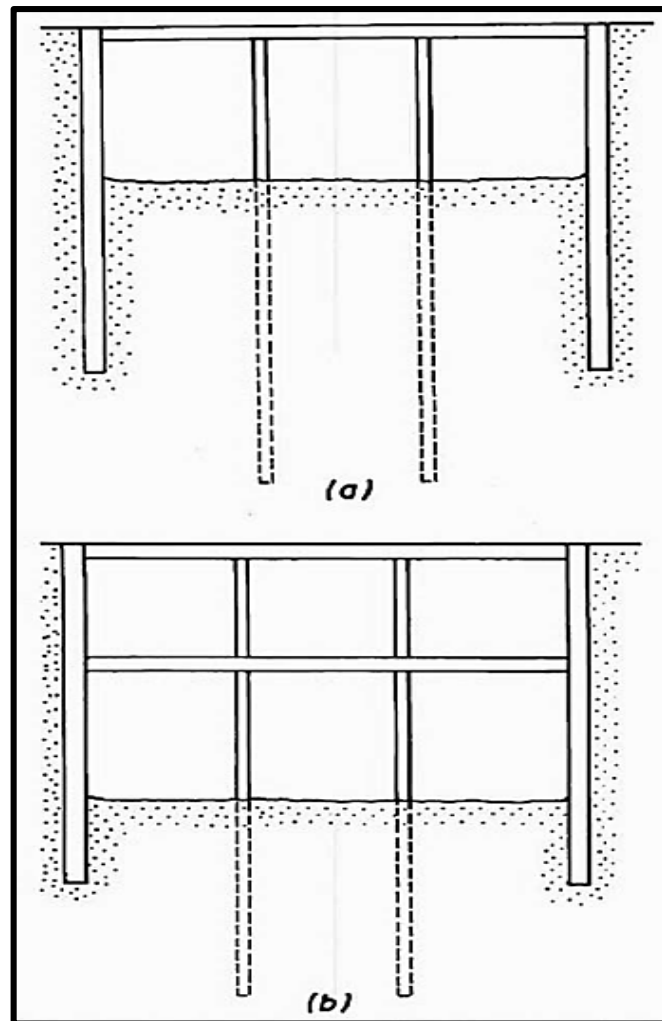


Fonte: (Velloso & Lopes, 2011)

No método invertido tem-se a primeira laje da obra sendo executada para permitir a escavação, até a cota da outra laje, num nível abaixo como visto na Figura 12(a). Na fase final de escavação será executada a laje de fundo como mostra a Figura 12(b). Neste tipo de execução não há necessidade de escoramentos horizontais provisórios (estroncas ou tirantes), mas sim de apoios provisórios para as lajes, que são normalmente providos por estacas.

As estacas mais comumente utilizadas são as metálicas (perfis de aço), as raízes e as escavadas.

Figura 12 - Método invertido de execução de subsolos



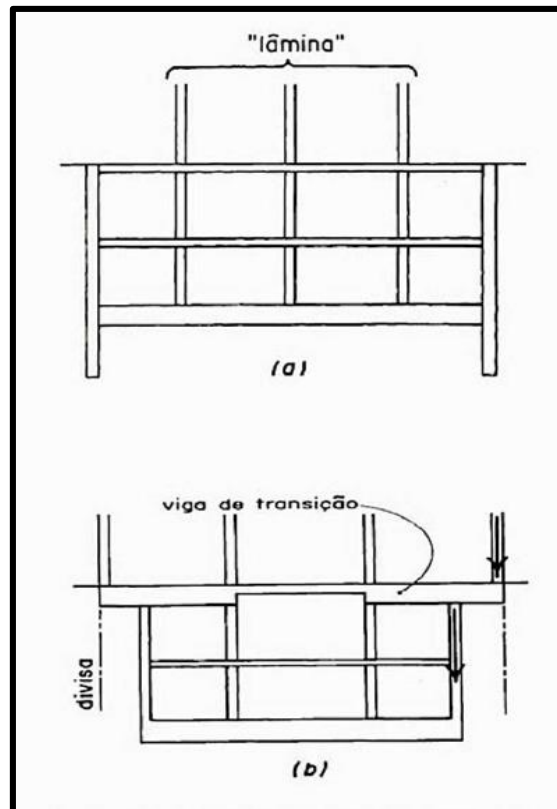
Fonte: (Velloso & Lopes, 2011)

Lopes & Velloso (2011) ainda aborda um método especial de escavação para algumas situações quando se tem um subsolo que se estende até as divisas do terreno (Figura 13).

Neste caso ele aborda duas condições para tal método, sendo que no primeiro caso o prédio tem sua parte acima do terreno, afastada das divisas ("lâmina"), no segundo caso os vizinhos têm fundações junto às divisas, superficiais e extremamente sensíveis.

No primeiro caso as paredes de contenção podem servir de fundação para os pilares (ou "montantes") das lajes dos subsolos e do térreo, geralmente sem excentricidades maiores e, portanto, sem vigas de equilíbrio (Figura 13 (a)). No segundo caso, pode-se afastar das divisas as paredes do subsolo, de maneira a executá-lo de forma segura, corrigindo no nível do térreo a excentricidade dos pilares da divisa através de vigas de transição (Figura 13 (b)).

Figura 13 - Situações especiais: (a) lâmina afastada das divisas e (b) subsolo com afastamento das divisas



Fonte: (Velloso & Lopes, 2011)

### 3.11. Instrumentação de obras

É importante ressaltar a necessidade do uso de instrumentos que auxiliam na observação do comportamento do solo quando há qualquer instabilidade gerada a partir de uma obra de escavação.

A instrumentação remete basicamente ao controle dos maciços quando submetido a um carregamento, desconfinamento ou presença de lençol freático. Com isso utilizam-se medidores, sensores e controladores, a partir de um referencial fixo para constatar a movimentação do maciço em qualquer direção ou profundidade.

Segundo Karman et al (2013) a implantação de um sistema de instrumentação para o monitoramento de encostas tem como principal objetivo a obtenção de dados que aumentem o entendimento do comportamento dos maciços. Tais informações permitem determinar prováveis superfícies de ruptura e identificar movimentos verticais e horizontais da massa instável.

Baseado nas considerações abordadas neste trabalho, o maciço de terra se desloca de acordo com a capacidade de resistência ao cisalhamento e aos esforços nele aplicados. Com isso os instrumentos de medição basicamente analisam o comportamento do solo desde o início, até o carregamento final da obra.

De acordo com Silveira (2003), existe uma grande diversidade de instrumentos empregados na medição de deslocamentos e deformações, com isso considera-se o enfoque nos principais instrumentos para tipos específicos de obra.

#### **3.11.1. Marcos Superficiais**

Os recalques podem ser medidos através de marcos de nivelamento topográfico, instalados ao longo da crista da barragem ou galerias internas de drenagem. (Silveira, 2003)

Tendo em vista que uma barragem é uma obra com movimentação de terra, analogamente as obras verticais que possuam movimentações semelhantes podem utilizar os mesmos princípios de controle de recalque. Sendo assim o marco superficial basicamente controla a movimentação do maciço partindo de um ponto referencial seguro e o referenciando com os demais marcos instalados.

#### **3.11.2. Inclinômetro**

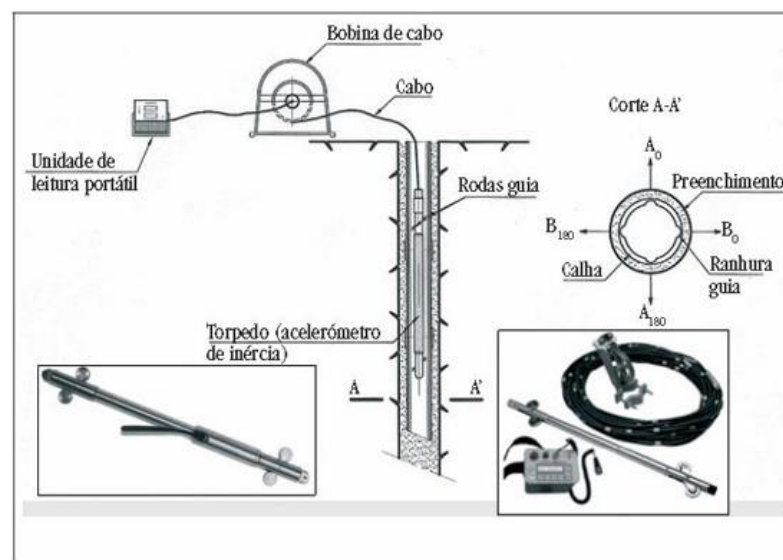
Inclinômetros medem deslocamentos horizontais e superficiais em maciços que apresentam risco para qualquer tipo de obra. Consistem de um conjunto de tubos de



plástico ou alumínio confeccionados para tal finalidade, como pode ser observado na Figura 14.

A instalação do inclinômetro pode ser feita em furo de sondagem, se prolongado até camadas rígidas ou até alcançar profundidades não afetadas pela construção.

Figura 14 - Inclinômetro: aparelho para medição de deslocamentos horizontais em profundidade.



Fonte (<http://construironline.dashofer.pt> em 05/12/2013)

### 3.11.3. Extensômetros múltiplos de tipo magnético

Extensômetros do tipo magnético consistem em um conjunto de placas magnéticas a fim de medir recalques em diferentes profundidades. Diferente do marco superficial ele possui maior exatidão, pois marca pontualmente a profundidade do recalque.

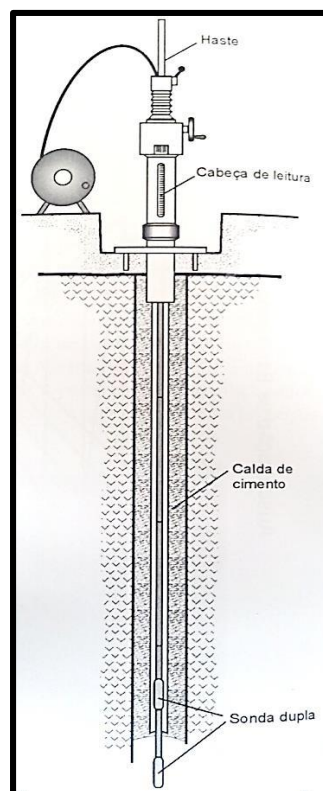
Para sua instalação em furos de sondagem, geralmente em 65 a 225 mm de diâmetro, emprega-se um sistema de “aranha” que, ao ser aberto na profundidade desejada, fixa os anéis magnéticos ao maciço rochoso, preenchendo-se

posteriormente o furo com calda de cimento, para assegurar a fixação dos anéis. Esse tipo de instrumento é utilizado em região de rochas brandas ou muito deformáveis.

Nesse tipo de instrumento, as leituras de deslocamento dos anéis magnéticos são realizadas com auxílio de um pequeno torpedo, que é introduzido no furo de sondagem ate sua extremidade inferior, medindo-se o nível das várias placas de recalque em relação a esse nível de referência, que pode ser considerado suficientemente fixo se for instalado em profundidade adequada. (Silveira, 2003)

A Figura 15 mostra o corte esquemático do extensômetros múltiplos de tipo magnético.

Figura 15 - Esquema de instalação de extensômetro múltiplo tipo magnético



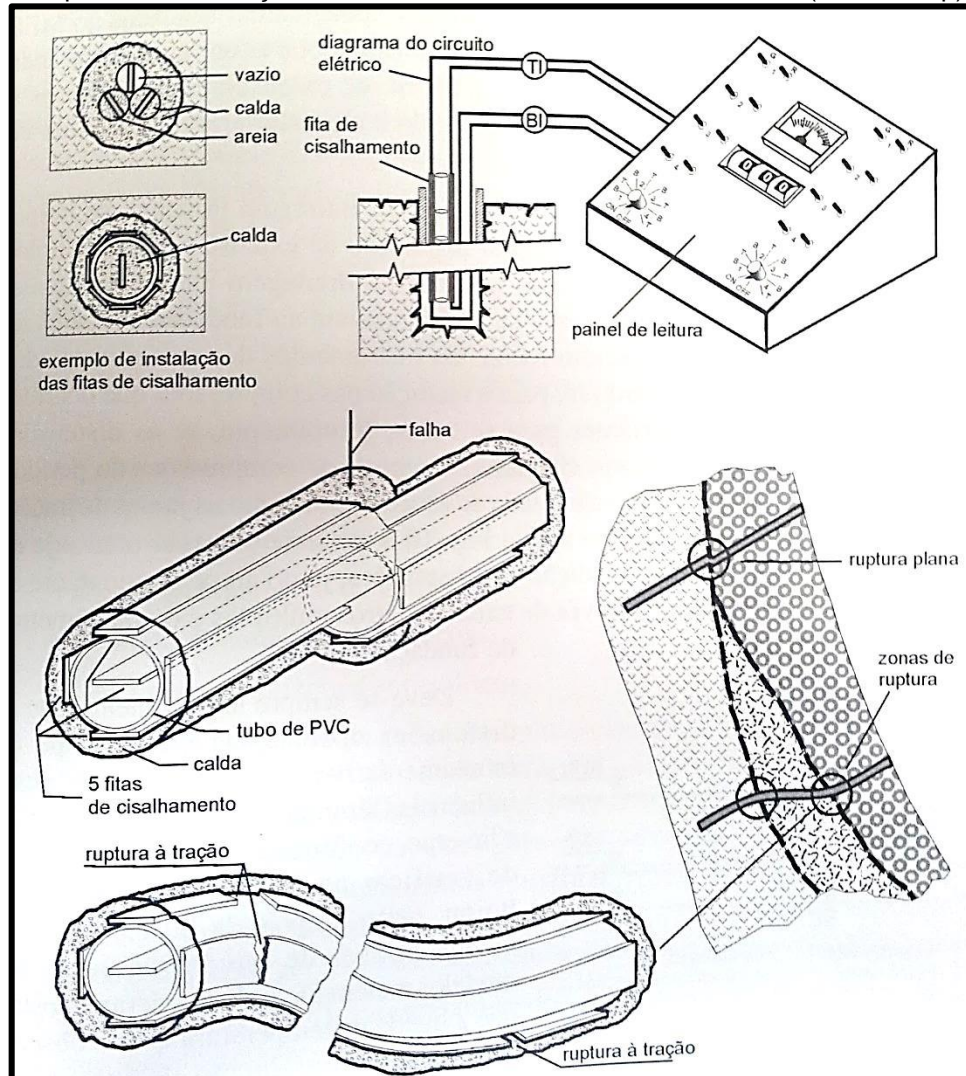
Fonte: (Silveira, 2003)

#### 3.11.4. Fita de Cisalhamento (Shear Strip)

Esse sistema consiste na instalação de fitas no interior de um furo de sondagem de tal forma que, quando ocorre um deslocamento cisalhante, ao longo da superfície

de ruptura, provoca-se um seccionamento de uma ou mais fitas como se pode observar na Figura 16. As fitas são constituídas de uma pequena barra dotada de um circuito, com uma série de resistências elétricas espaçadas em 30 cm entre si. As extremidades do cabo são conectadas em um painel de leitura. Quando ocorre a ruptura da fita o circuito é interrompido formando dois novos circuitos. Assim pode-se determinar a profundidade da zona de cisalhamento. Pode-se instalar até nove fitas por furo de sondagem ao longo de até 60 metro. Dependendo do esquema de instalação, a sensibilidade das fitas pode variar de 3 a 50 milímetros, em termos de deslocamento cisalhante (Silveira, 2003).

Figura 16 - Esquema de instalação e funcionamento de fitas de cisalhamento (sheare strip)



Fonte: (Silveira, 2003)

### 3.12. Patologias das fundações

Em obras onde há escavação em meio urbano, onde se tem influências ou prováveis modificações das fundações já existentes, deve-se atentar para prováveis patologias encontradas, assim, uma análise prévia pode facilitar o planejamento das obras desse tipo.

Segundo Faria (2007) existem muitos fatores que podem prejudicar o desempenho das fundações de uma edificação, sendo eles esforços resultantes de adensamento do solo, aumento de cargas em terrenos vizinhos e vibrações causadas por explosões no subsolo – como em áreas próximas a obras do metrô. A evolução de eventuais problemas nas fundações, evidenciados por recalques e desaprumos, não são tão fáceis de observar, por isso, em geral as patologias das fundações só são percebidas quando se encontram em estágio avançado.

A procura pelo menor preço de execução de fundações e, principalmente a falta de sondagem no solo somam para um provável problema no futuro. De acordo com Jarbas Milititsky, na França, as estatísticas mostram que 80% das patologias de fundações têm origem em falhas de investigação dos solos. No Brasil ainda não existem levantamentos semelhantes sobre o caso, mas ainda assim é possível afirmar que a causa dos problemas está no desconhecimento do comportamento do solo.

As principais causas de patologias em fundações podem ser divididas em categorias:

### **1) Investigação do Subsolo:**

- a. Quantidade de sondagem insuficiente - o número de investigações não cobre de maneira adequada o terreno.
- b. Falta de ensaios especiais – Sem investigações desta natureza, propriedades como colapsividade e expansibilidade podem passar despercebidas;

### **2) Análise e Projeto:**

- a. Sobreposição de tensões – o cálculo das fundações de um edifício não leva em consideração os efeitos das cargas da construção vizinha sobre o solo;
- b. Atrito Negativo – ocorre quando a estaca atravessa um aterro. O peso próprio do maciço adensado provoca uma sobrecarga na estaca;

- c. Efeito Tschbotarioff – O projeto não leva em consideração solicitações horizontais sobre a estaca.

### **3) Pós-conclusão das Fundações**

- a. Máquinas Especiais– maquinários que produzem vibrações.
- b. Explosões – podem atingir construções vizinhas.
- c. Rebaixamento de nível d'água – o deslocamento de lençóis freáticos acarreta o aparecimento de recalques na superfície do solo, afetando principalmente fundações diretas apoiadas na região.

## 4. MATERIAIS E METODOLOGIA DE TRABALHO

### 4.1. Metodologia

Esta pesquisa realizou uma descrição de um projeto de estrutura de fundações executado em meio urbano considerado como sendo em uma área de risco devido a presença de edificações executadas nas limitações do terreno.

Observou-se o processo de escavação e execução da obra na citada área por meio de análise dos projetos, assim como uma avaliação da memória executiva *in loco* com todos os intervenientes não previstos. Mediante o exposto fez-se as correlações com a teoria referente ao assunto tratado neste trabalho, a qual pode ser observada na revisão bibliográfica.

Cabe salientar que a escolha deste estudo de caso, se deu, principalmente por 2 motivos:

- 1) O processo executivo da obra como sendo um desafio para a equipe que executou o projeto;
- 2) O tempo de execução desta obra, devido ao desconhecimento de diversos profissionais da época referente ao processo executivo proposto;

### 4.2. Materiais

Utilizou-se o memorial dos projetos que foram repassadas para a ferramenta computacional, o autocad, tendo em vista que encontravam-se desenhados a mão, assim como foi também obtida a memória fotográfica da obra por meio do engenheiro na época da construção do empreendimento. Salienta-se que estes projetos datam de 1984.

Ocorreram diversas entrevistas com o engenheiro residente responsável pela obra, as quais inclusive encontram-se nos ANEXOS desta pesquisa.

E ainda, foi realizada uma revisão bibliográfica direcionada para o entendimento do tema tendo em vista conhecer os processos construtivos propostos pelo projeto.

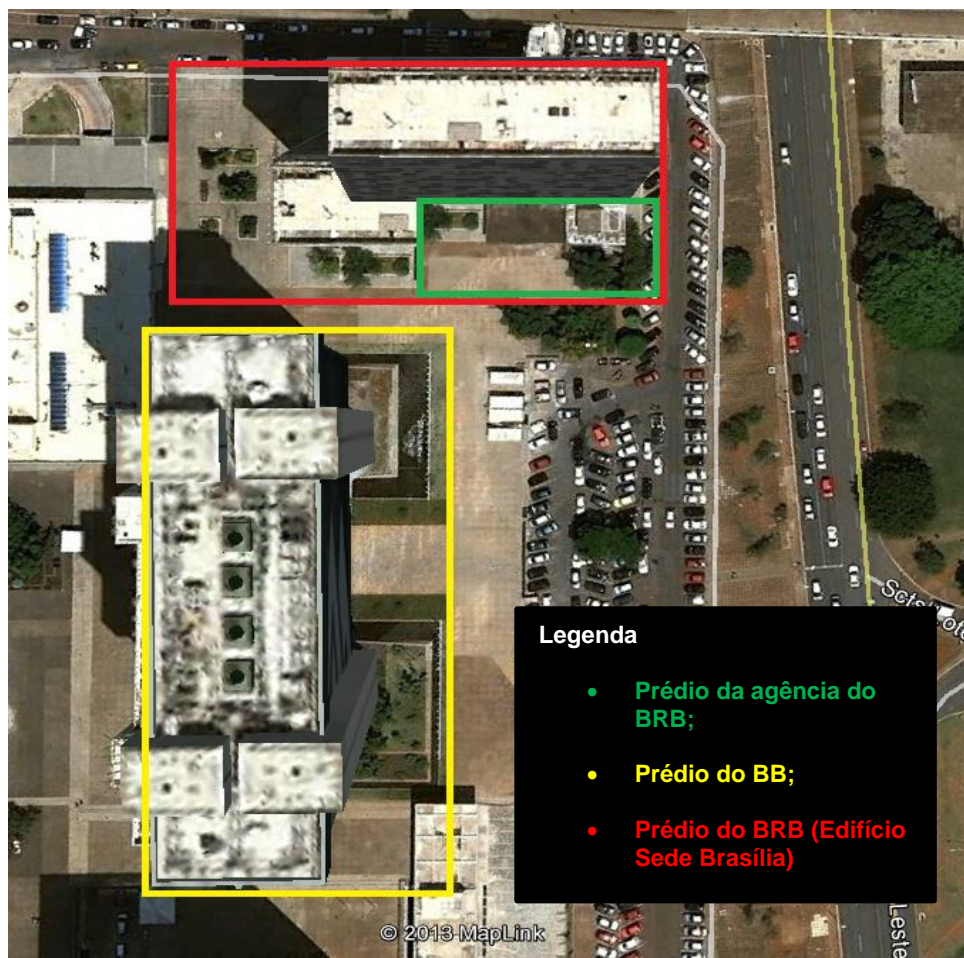


## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ESTUDO DE CASO

### 5.1. Planta de Situação do Empreendimento Executado

A Figura 17 apresenta a localização atual do empreendimento estudado nesta pesquisa. O prédio encontra-se no Setor Comercial Sul (SCS) em legenda separado na cor verde. Percebem-se dois outros grandes empreendimentos nas limitações do terreno (marcados em vermelho e amarelo), que inclusive foram às edificações que proporcionaram a solução escolhida pelo engenheiro para executar o citado edifício.

Figura 17 - Planta de Situação



Fonte: Programa Computacional Google Earth, Data: 28/10/2013, Horário: 14h:40min



A Figura 18 mostra a vista esquemática dos edifícios envolvidos na construção da agência do BRB (indicada por seta) em 3D para um melhor entendimento da planta de situação.

Figura 18 - Vista Esquemática 3D

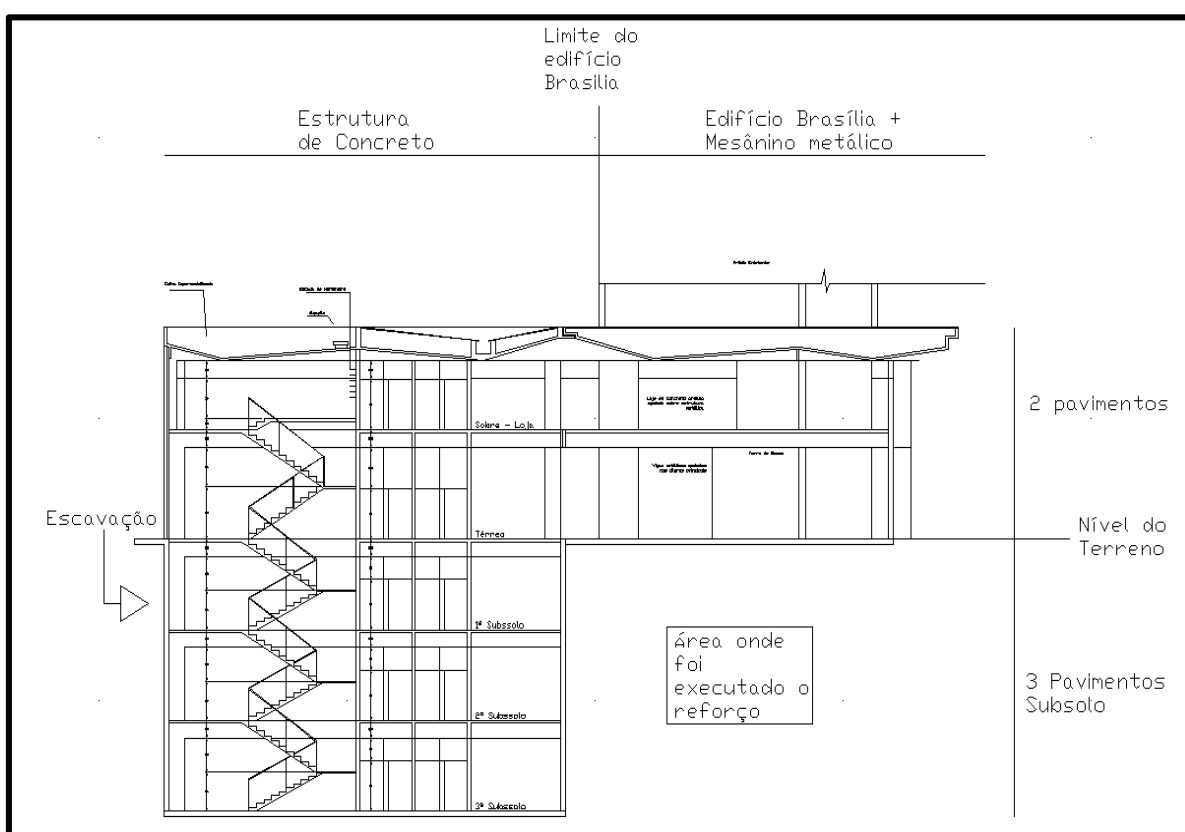


Fonte: Programa Computacional Google Earth, Data: 28/10/2013, Horário: 14h:43min

## 5.2. Processo executivo referente ao Estudo de Caso

A Figura 19 mostra o corte AA do projeto de arquitetura, que tem como objetivo apresentar esquematicamente a divisão de cada pavimento em relação ao terreno e as áreas de atuação dos serviços descritos neste trabalho.

Figura 19 – Corte AA



Fonte: (Engenheiro Residente da Obra, 1984)

### 5.2.1. Análise do solo

De acordo com as informações prestadas pelo engenheiro responsável pela obra, conforme entrevista em Anexo, onde se buscou referências acerca da investigação do solo, o mesmo afirmou que fez uma sondagem ao executar o reforço

nas fundações do edifício adjacente. Não foi encontrado nenhum tipo de registro desta sondagem, mas o profissional afirma que investigou metro a metro o tipo de terreno em que trabalhava. Ele ainda afirma que a equipe responsável pelo projeto de fundações possuíam vasto conhecimento acerca do solo e que provavelmente tenham realizado sondagens no terreno antes de elaborarem o projeto de fundações. Ele ainda afirmou ter sapiência acerca da predominância de solo colapsível predominante na região.

### **5.2.2. Execução do reforço**

Antes da execução da obra subterrânea, a equipe responsável pelo projeto de fundações atentou para a necessidade de reforço das fundações do edifício Brasília, próximas a projeção adjacente, de modo que o engenheiro responsável pela obra teve que executar um furo ao lado da fundação já existente, descendo até a base do tubulão e continuando seu fuste até a profundidade necessária prevista. A profundidade de reforço foi de aproximadamente 9 metros abaixo da base do tubulão existente, sendo necessária escavação manual com auxílio de cilindro de oxigênio.

### **5.2.3. Da patologia**

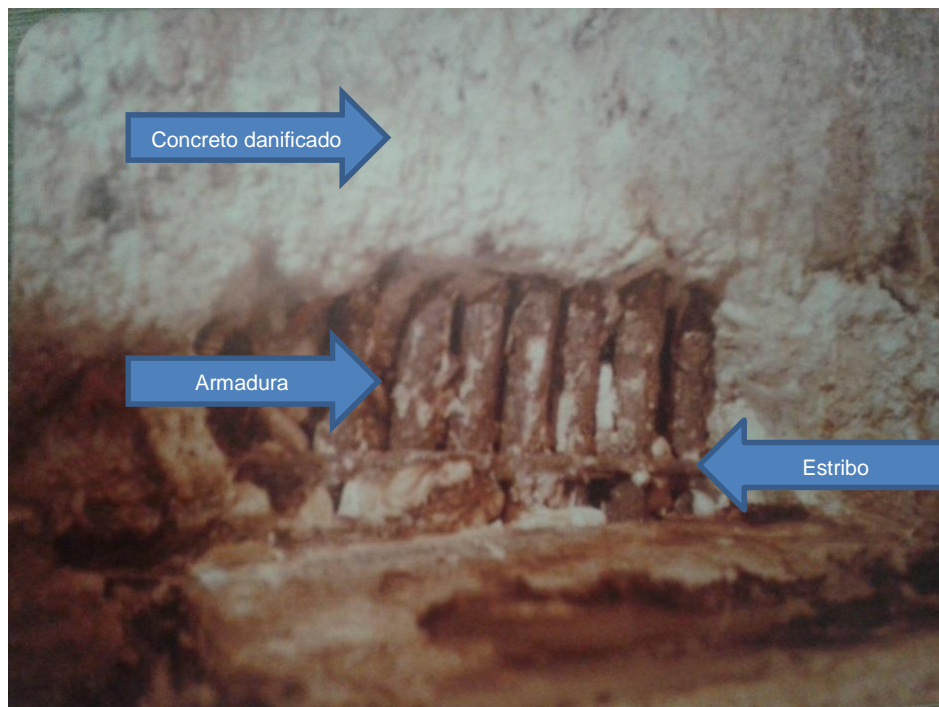
Ao fazer o furo de reforço no edifício Brasília, foi observado à existência de uma camada de aterro abaixo do piso térreo. Foi necessário retirar toda a camada de material existente e substituí-la por solo natural e posteriormente compactado.

Quando se executou a retirada do aterro, após ter executado parte do 3º subsolo, o engenheiro se deparou com uma patologia nas fundações como mostrado na Figura 20. A ferragem da cabeça do tubulão se encontrava apodrecida e sem cobertura de concreto com aproximadamente 50% da ferragem comprometida. Baseado no exposto contratou-se uma empresa terceirizada para recuperar a estrutura.

A empresa tratou a patologia com escarificação do concreto danificado e jateamento de areia. Foi adicionado seção de aço e foi feito um encamisamento com

Sikadur 31 e 32<sup>1</sup> e posteriormente concretado. Essa patologia foi tratada sem atrapalhar o andamento da obra.

Figura 20 - Patologia encontrada na cabeça do tubulão do Edifício Brasília



Fonte: (Engenheiro Residente da Obra, 1984)

#### 5.2.4. Das fundações

---

<sup>1</sup> Sikadur 31 e 32 – Adesivo estrutural à base de resina epóxi, tixotrópico. Serve para colar concreto velho em concreto novo, fixação de apoios estruturais, ancoragem de cabos, entre outros. Possui características como: impermeável, elevada resistência mecânica a tração e compressão, excelente aderência em concreto aço, ferro, alumínio entre outros. A diferença entre ambas é a viscosidade, sendo a 31 de alta viscosidade e a 32 de média viscosidade.

O projeto de fundação foi executado de forma a facilitar a concretagem de um conjunto de elementos estruturais ao mesmo tempo, devido a necessidade de otimizar o tempo para a conclusão da obra.

De acordo com o projeto de fundações, as profundidades das cotas de assentamento de base variaram de 7,00 metros a 2,5 metros. Do mesmo modo, levando em consideração o projeto de corte, a estrutura possui do topo da laje do 3º subsolo até o fundo do piso do 1º subsolo, 9,89 metros. Com isso a profundidade total executada para cada furo foi de pelo menos 16.89 metros, podendo variar no mínimo 12,39 metros.

A equipe responsável pela obra executou o fuste com um diâmetro maior do que o especificado até a cota do fundo do primeiro subsolo, logo depois executou as fundações da edificação utilizando o mesmo furo, chegando assim na cota de assentamento de base da fundação. O alargamento de base foi feita manualmente.

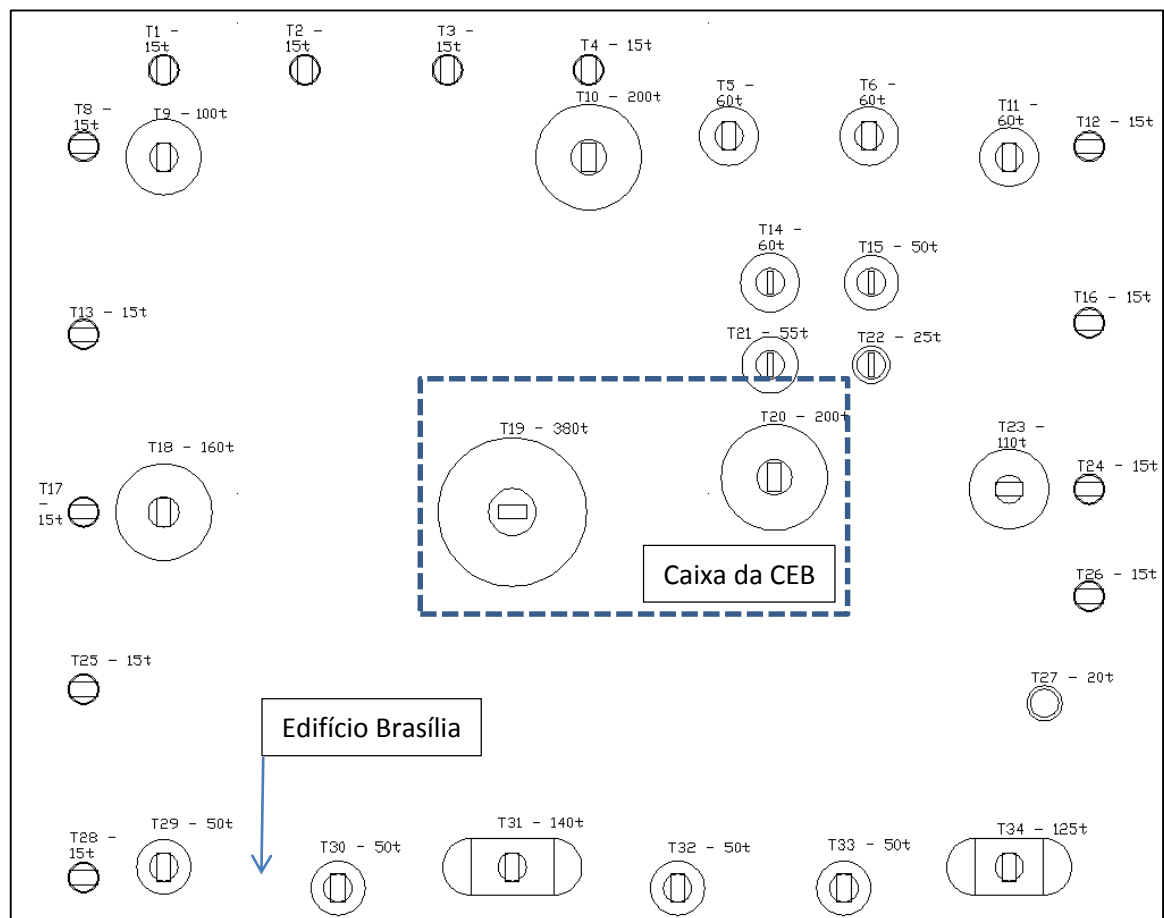
Após a concretagem das fundações foi feito a forma dos pilares da estrutura enterrada, ancorando-as nas paredes do tubulão. Foi adicionada armação à forma, deixando as esperas das vigas nos níveis de cada pavimento e os pilares do nível superior expostas, formando uma estrutura que o engenheiro da obra nomeou como sendo “paliteiro”.

Não havia presença de lençol freático nem presença de rochas tipo matacão ou são, porém havia uma interferência não prevista que foi uma caixa perdida da CEB (Companhia Energética de Brasília) com parede de concreto armado de 20 centímetros de espessura e dimensões de 3 metros de largura, 6 metros de comprimento e dois pavimentos totalizando 6 metros de altura. As paredes e lajes possuíam as mesmas espessuras.

Alguns pilares da obra coincidiram em cima da caixa da CEB, obrigando o engenheiro a removê-la com ajuda de uma empresa terceirizada. Antes da remoção o engenheiro considerou mais conveniente executar os pilares removendo parte das paredes da estrutura e posteriormente, quando fosse feito a laje do subsolo, a mesma seria retirada.

A Figura 21 apresenta o um croqui baseado no projeto de fundações em estudo no qual mostra a nomenclatura adotada para cada pilar e sua carga correspondente. Percebe-se que as cargas variaram entre 15 e 380 toneladas.

Figura 21 - Projeto de Fundações



Fonte: (Engenheiro Residente da Obra, 1984)

### 5.2.5. Da Escavação

A escavação da obra seguiu o método invertido apresentado no item 3.10.2, ilustrado na Figura 12 constante na revisão bibliográfica deste trabalho.

O solo foi utilizado como fôrma para a concretagem das lajes e vigas dos pavimentos, assim após executado a laje foi escavada três locais para a colocação de elevadores de carga (tipo prancha) para iniciar a escavação da parte inferior. Ao passo em que se retirava o solo da parte inferior, realizou-se chapisco no talude lateral e rapidamente executou-se a forma e armação das cortinas de concreto. Depois de retirada toda a terra da parte inferior o mesmo processo se repetia de acordo com o primeiro.

Houve um tratamento especial para a escavação da prancha, pois a mesma apresentava fragilidade em seu sistema estrutural, sendo necessário o reforço das peças por meio de cantoneiras. As paredes do poço da prancha foram envolvidas com chapisco e chapas de madeira estroncadas no solo, a fim de evitar o esmagamento do sistema.

Na retirada da caixa perdida da CEB, houve uma preocupação com as vibrações causadas pelo marteleto utilizado. Com isso foi questionado ao engenheiro a probabilidade das vibrações atrapalharem as edificações vizinhas, porém essa preocupação se voltou para a estabilidade do talude escavado. Por isso foi adotada uma solução que previa um chapisco no talude a fim de preservar a umidade do maciço. Essa solução não possuía função estrutural, mas resolveu o problema e preservou de forma eficaz a integridade do maciço desconfinado.

Juntamente com o 3º subsolo foi executada a retirada do aterro existente no piso térreo do Edifício Brasília (Figura 17 – Legenda em vermelho) já construído e substituído por solo natural. O piso do edifício foi feito com laje armada.

A execução da escavação, de cada pavimento, teve um período de mais ou menos três dias, com 30 a 40 pessoas retirando solo, sendo 12 carpinteiros com serventes para a confecção das fôrmas e 5 armadores para montar a ferragem. Cada prancha subia com duas giricas cheias de solo por vez.

### 5.2.6. Da Estrutura

O Cimento utilizado no concreto da obra foi o Cimento Portland de alta resistência inicial CP V-ARI com traço de 500 kg/m<sup>3</sup>.

A concretagem se deu pelo vão de ventilação da estrutura, descendo assim o mangote pela abertura abastecendo cada pavimento. O próprio solo servia de escoramento para as formas de madeira sendo que, na área onde se encontrava os vãos das lajes foi colocado forma travada com pontaletes, já a forma das vigas se deu pelo próprio solo, havendo chapisco das paredes da valeta aberta para proteger o concreto e a armação do solo. Assim, após a escavação da laje inferior a forma foi retirada por gravidade liberando assim a laje.

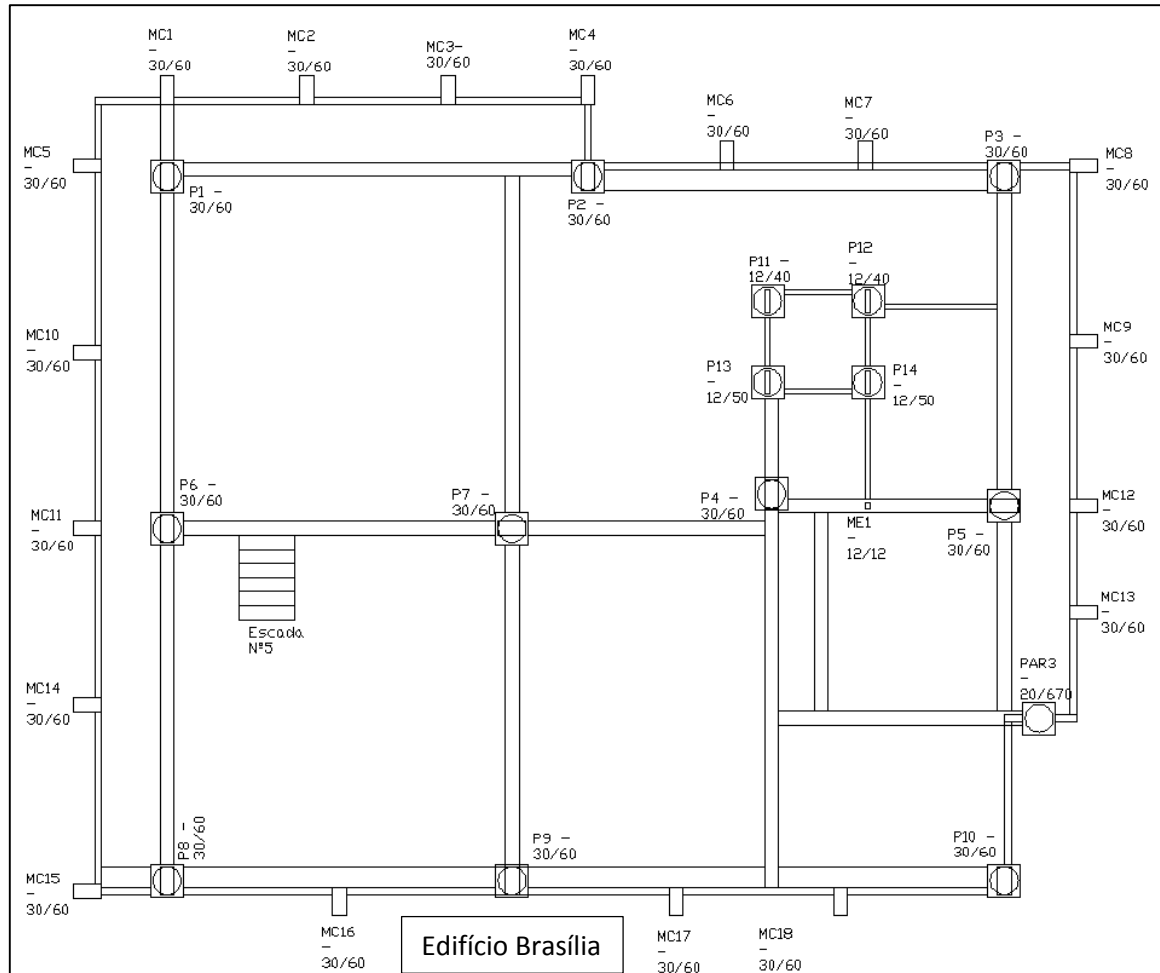
As cortinas foram concretadas utilizando um sistema de nichos, onde primeiramente abria-se uma parte do solo, preservando uma área com o talude inclinado. No nicho aberto chapiscava-se as paredes acrescentando fôrma e armação, seguido do concreto. Como o concreto atingia boa resistência em um curto período de tempo, rapidamente outros nichos iam sendo abertos e concretados. Calcula-se que todo pavimento era executado em torno de cinco dias. Como os pilares já estavam concretados não houve necessidade de escoramento para a obra.

Ao passo que se concretava os dois pavimentos superiores, seguia a execução dos subsolos, de modo que para se ganhar tempo, tanto os pavimentos não enterrados quanto os enterrados eram executados. A Figura 23 mostra um mezanino metálico sendo executados juntamente com os dois pavimentos de concreto armado na parte externa.

A Figura 22 apresenta um croqui baseado no projeto de locação dos pilares em estudo no qual mostra a nomenclatura e dimensão dos pilares existentes.



Figura 22 - Planta de locação de cargas dos pilares



Fonte: (Engenheiro Residente da Obra, 1984)

Figura 23 - Foto da agência em fazer final de construção



Fonte: (Engenheiro Residente da Obra, 1984)

#### **5.2.7. Do Prazo**

Essa obra só foi executada desta maneira devido ao curto prazo existente para a execução de toda a obra que eram de 100 dias. De modo que todas as técnicas utilizadas para viabilizar a obra dentro do previsto vieram do engenheiro que se dispôs a executar o empreendimento. Da mesma forma a equipe responsável pelo projeto de fundação se baseou no método apresentado pelo engenheiro responsável para assim apresentar a solução de fundação necessária para executar a obra.

O dono da empresa responsável pela obra procurou diferentes profissionais para dar uma solução para a obra, sendo que quase todos rejeitaram por causa das dificuldades no processo executivo da obra.

O engenheiro responsável por este empreendimento, de início considerou inviável a execução da obra. As soluções comumente utilizadas, como o método direto ou convencional apresentado no capítulo 3, item 3.10.2 Figura 11, necessitaria de no mínimo 90 dias para serem executadas, caso não houvesse nenhuma interferência ou desvio de rede elétrica e esgoto. Ele sabia que teria que fazer escavação do solo até a cota do 1º subsolo introduzindo tirantes e estroncas no terreno, sobrando ao final desta etapa apenas 10 dias para finalizar a obra. Após uma análise do empreendimento, o profissional teve a ideia do processo que posteriormente veio a ser a solução adotada conforme disposto neste trabalho.

Ao apresentar a solução para a empresa fiscalizadora do empreendimento, todos os engenheiros envolvidos foram unânimes em dizer que a solução apresentada pelo engenheiro era impossível de ser executada, pois não se tinha conhecimento desse tipo de técnica construtiva. Mas a obra foi executada dentro dos conformes de fiscalização e de construção com total eficiência e dentro do prazo previsto.

## **6. Análise do processo executivo da fundação do prédio em estudo**

### **6.1. Quanto ao solo**

Com base nas pesquisas e no conhecimento adquirido mediante a elaboração deste trabalho, percebeu-se que investigações geotécnicas, instrumentações e controles de recalques são fundamentais para o bom andamento de obras que apresentem a necessidade de movimento de terra e essencialmente para obras de risco.

Confiar na experiência não corresponde à solução ideal, pois se sabe que o solo é um material heterogêneo e muitas vezes a capacidade de suporte do solo apresenta resultados insatisfatórios para soluções de fundações, recalques, contenções e edificações subterrâneas.

Em virtude do tempo, da complexidade da obra e dos profissionais envolvidos, existe uma alta probabilidade de que os devidos estudos foram feitos e analisados, tendo em vista que o vasto conhecimento só contribui para a certeza da necessidade de investigações rigorosas.

### **6.2. Quanto ao Reforço**

Deve-se atentar para o tipo de solo existente na região, que neste caso contribuiu para que fosse feito esse tipo de reforço, pois se o solo apresentasse qualquer tipo de problema perante sua composição mineralógica, ou seja, um solo com menor coesão, a solução poderia ter ajudado para um acidente de trabalho, ou até um recalque diferencial no edifício reforçado.

Contudo houve uma verificação no terreno e ao ver que o mesmo apresentava boa coesão e não havia presença de lençol freático, a solução se tornou viável.

### **6.3. Quanto as Patologias Observadas**

É importante ressaltar a dificuldade da retirada do aterro encontrado, pois mesmo a solução de fundação tendo como principal método o trabalho com cargas de ponta, cabe observar que o atrito lateral da fundação foi perdido. Também se deve levar em conta que o aterro substituído funciona como uma sobrecarga para as fundações gerando assim um atrito negativo que provavelmente o engenheiro calculista da fundação deve ter levado em consideração. Deste modo haveria risco de haver um recalque diferencial.

Ressalta-se ainda a necessidade de análise do projeto de fundação feito para o edifício Brasília e ao mesmo tempo todos os edifícios das periferias do empreendimento estudado, pois no reforço, como visto no item 3.12, de sobreposição de tensões, pode ocorrer uma sobreposição de tensões entre as fundações das edificações adjacentes. Ao mesmo tempo pode-se ter uma sobrecarga na fundação mediante ao novo aterro que foi executado, criando assim um atrito negativo, como visto no item 3.12, atrito negativo.

Assim antes de se construir, ou até mesmo executar qualquer tipo de escavação de risco é necessário à investigação e análise dos projetos de fundações existentes, pois se caso isso não for feito, diversas patologias podem aparecer no futuro e prejudicar as edificações existentes.

### **6.4. Quanto ao Processo de Escavação Realizado**

Na estabilidade de taludes percebe-se que o desconfinamento leva a perda de umidade do solo na superfície e geram tensões, desta forma o talude perde sua capacidade de suporte e pode vir a romper. O profissional responsável pelo empreendimento baseado em sua experiência de obra utilizou uma camada de chapisco para evitar a perda de umidade do solo para o meio, porém as tensões geradas pelo desconfinamento do solo continuaram a existir por isso ele executou rapidamente a estrutura.

A utilização do chapisco pode não ser a melhor solução adotada para o tratamento dos taludes abertos, tendo em vista que ele não possui função estrutural, necessitando assim de um tratamento adequado como o abatimento do corte do talude ou contenção estruturada com tirantes e estroncas, entre outras soluções.

Neste caso entende-se que o chapisco também serviu para evitar a contaminação do concreto e um possível contato da ferragem da cortina com o solo assim como evitar a perda ou ganho de umidade do maciço.

Caso essa obra fosse feita nos dias atuais o chapisco poderia ser substituído pelo concreto projetado, e/ou até mesmo, ter sido utilizado para se ganhar maior velocidade e segurança na execução das cortinas.

### **6.5. Quanto a Concretagem**

Atualmente essa obra poderia ter sido feita com maiores recursos tendo em vista os variados tipos de fundações, maquinários e tecnologias diferentes.

A solução de fundação utilizada poderia ser substituída pela estaca injetada, cuja funcionalidade permite a concretagem das fundações prevendo a execução dos pilares, retirando assim a necessidade de ter que abrir um fuste maior e a colocação das formas dos pilares. Porém haveria necessidade de se prever as esperas das vigas e das lajes.

As cortinas poderiam ser executadas com concreto projetado, evitando assim o uso de formas e chapisco.

## 7. Considerações Finais

Este estudo de caso trata de uma obra peculiar que diverge da padronização convencional das obras de engenharia comumente observadas a época (ano:1984/85), de modo que frequentemente há necessidade da construção de obras que envolvem risco e métodos construtivos diferenciados.

Observa-se que a experiência é fundamental para o sucesso de qualquer tipo de obra, seja ela de risco ou não. Assim o estudo de caso apresentado neste trabalho possibilitou o entendimento de um processo construtivo complexo, porém possível de ser executado tendo em vista o prazo, o método executivo e as ideias inovadoras.

O planejamento da obra é fundamental para uma avaliação rigorosa acerca de todos os processos construtivos empregados em obras de risco, assim como para todo e qualquer empreendimento. Sabe-se que, mesmo havendo imprevistos como mostrado neste trabalho, o prazo de conclusão pode não ser prejudicado se as devidas providências forem tomadas a contento.

O planejamento, o método executivo, a complexidade e o prazo da obra foram fundamentais para a abordagem deste estudo de caso, mesmo que o custo não tenha sido orientado neste trabalho. Porém percebeu-se que na medida em que se utilizasse outros materiais para execução da obra haveria redução dos custos, tendo em vista que foram utilizados matérias específicos para o cumprimento do prazo.

O método executivo inovador para época trouxe novas possibilidades que asseguraram a execução deste processo. Atualmente existem inúmeros edifícios que não possuem pavimentos subterrâneos, existindo uma vertente no mercado para este tipo de intervenção construtiva, tais como garagens, lojas, estacionamentos rotativos (parking), entre outros. Existem inúmeras pessoas que desconhecem as possibilidades existentes de soluções de engenharia, sendo assim este estudo prevê a abertura de campo para uma abordagem segura em obras com necessidade de escavação em meio urbano.

### **7.1. Sugestões para pesquisas futuras**

- Levantamento de custos de obras de risco baseado nas soluções adotadas;
- Levantamento de materiais que atendam menores prazos para obras de risco;
- Análise de outros métodos construtivos para escavação em meio urbano;
- Análise de conforto e viabilidade da implantação de estacionamentos subterrâneos em meio urbano com alta densidade.



## 8. BIBLIOGRAFIA

CAPUTO, H. ***Mecânica dos Solos e Suas Aplicações***. Rio de Janeiro: LTC-Livros Técnicos e Científicos S.A. 1990.

CAVALCANTE, E. ***Mecânica dos Solos II. Nota de Aula***, Janeiro, p. 75. 2006.

FARIA, R. ***Recuperação por baixo***. *Téchne - Revista do Engenheiro Civil*, p. 80. 2007.

MASSAD, F. ***Obras de Terra - Curso Básico de Geotecnia***. São Paulo: Oficina de Textos. 2003.

PINTO, C. d. S. ***Capítulo 2 - Fundações teoria e Prática***. São Paulo: Pini. 1998.

SILVEIRA, J. F. A. ***Instrumentação e Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto***. São Paulo: Oficina de Textos. 2003.

SOUZA, V. C. & T. R. ***Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto***. São Paulo: Pini. 1998.

VELLOSO, D. & Lopes, F. ***Fundações, Critérios de Projeto - Investigação do Subsolo - Fundações Superficiais***. São Paulo: Oficina de Textos. 2011.

KORMAN, A.C.M, SESTREM, L.P., PRETTO, J.H.F. ***Instrumentação de Encostas: estudos de caso e técnicas de análise de séries históricas***. VI Conferência Brasileira de Encostas - COBRAE 2013.

SAKANO, V.K., FUTAI, M.M. ***Comparação dos Deslocamentos de uma Escavação Escorada Através de Análise de Tensão-Deformação Probabilística***. VI Conferência Brasileira de Encostas - COBRAE 2013.

MARINHO, F.A.M. ***Parâmetro de Resistência ao Cisalhamento para Estudo de Encostas e Taludes: Ensaio de Laboratório***. VI Conferência Brasileira de Encostas - COBRAE 2013.

## ANEXOS

Entrevista com o Engenheiro Civil responsável pela obra: Dr. Melanio Soares Ribeiro Neto.

Data da entrevista: 04 de outubro de 2013

**1. Sobre a obra do BRB que aconteceu em Brasília, eu gostaria de saber por quais motivos o senhor decidiu fazer essa obra?**

*“Quando essa obra chegou ao meu conhecimento, eu não tinha interesse. Eu havia saído da Encol pra fazer uma casa para os meus pais na fazenda, que eu achava que devia isso para eles. Mas quando me chamaram, que eu vi que a obra deveria ser executada em 100 dias, eu encarei isso como um desafio, isso mexeu comigo. Porém, a primeira vista eu vi que era impossível tal execução dentro do prazo previsto, pois tinham 03 subsolos e mais 02 pavimentos além de ser tudo executado embaixo de um edifício de 22 andares, o edifício Brasília junto ao edifício sede do Banco do Brasil, que é muito maior do que o BRB, então era uma situação muito interessante, muito desafiadora.”*

**2. Quais foram as dificuldades analisadas antes do início da obra? O senhor teve em mente alguma dúvida de não conseguir cumprir os prazos ou os métodos executivos?**

*“Primeiramente aqueles dois prédios eram muito altos e eu sabia que parte dele teria que ser executado em baixo do edifício, o que necessitaria de um reforço de fundação, então isso me preocupou. O prazo também era muito curto, numa visão inicial. Se eu fosse atirantar as cortinas eu demoraria no mínimo três meses, depois sobrariam apenas 10 dias para executar a obra. Isso é impossível de ser feito. Naquele primeiro instante eu percebi assim.”*

**3. O edifício do Banco do Brasil estava na periferia, o senhor viu alguma possibilidade desta edificação lhe atrapalhar ou até mesmo lhe prejudicar de alguma forma?**

*“O prédio vizinho estava em segundo plano, primeiramente eu me atentei unicamente ao edifício do BRB. O outro é um pouco afastado, mas mesmo assim se eu fosse fazer*

*cortina atirantada provavelmente eu teria que fazer alguma interferência em rede de esgoto, elétrica ou de qualquer outro tipo, ou seja, eu teria um problema imenso para fazer cortina atirantada.”*

**4. Qual a solução apresentada para execução da obra? O que o senhor apresentou para o dono da empresa como solução viável para tal empreendimento?**

*“A solução analisada foi de executar do pavimento térreo pra baixo os 3 subsolos e do pavimento térreo para cima os 2 pavimentos, ao mesmo tempo. E para que isso pudesse acontecer eu teria de fazer todas as fundações, fazendo assim primeiramente o reforço do prédio vizinho. Entrando em baixo de cada tubulão, continuando o fuste, e terminando na base definitiva. Então isso que tornou viável a forma com que eu coloquei, em executar todas as fundações e depois executar uma laje em cima dessas cabeças de pilares e entrar por baixo fazendo a escavação.”*

**5. O senhor vislumbrou essa ideia por meio de algum livro?**

*“Não. Isso eu não sei se foi à necessidade ou o desafio, pois eu não tinha lido nada até então, eu não tinha o conhecimento se alguém tinha executado isso desta forma. Foi uma ideia. Eu conversei com o dono da empresa, que não era engenheiro, e expliquei que havia uma empresa de fundação que provavelmente faria as fundações desta edificação. Desta forma nós conseguiríamos fazer essa obra.”*

**6. Acerca do solo, houve alguma análise do mesmo antes da obra?**

*“Hoje faz 28 anos que eu fiz essa obra, eu não lembro com detalhe, mas normalmente, todas as vezes que se executa qualquer construção, agente faz investigações acerca do solo com sondagem. Nós resolvemos fazer uma pesquisa, fazendo um tubulão junto ao prédio e pesquisando o terreno ao mesmo tempo. Assim nos fizemos um sistema tubulão, entramos para de baixo da base na sua excentricidade e descemos cavando o fuste até onde seria necessário para vencer os 3 subsolos. Desta forma nos fomos analisando metro a metro esse terreno para ver se ele possuía alguma surpresa, ou até mesmo lençol freático, mas nada disso foi de surpresa para nós. Era um terreno característico de Brasília que se sabe que é colapsível, fazendo a fundação ser profunda como foram feitas.”*

**7. A obra se encontrava sobre aterro?**

*“Parte da obra principalmente o térreo do edifício Brasília sim. Houve ate mesmo um abatimento do solo quando eu fui escavar. Assim eu percebi que se tratava de um aterro. Então eu tive que retirar todo o piso deste edifício e fazer uma reposição de solo. Mas na área nova não, o solo era natural.”*

**8. Havia algum problema com lençol freático?**

*“Não percebemos a presença de lençol freático. Tivemos a maior sorte.”*

**9. O solo apresentava algum tipo de rocha superficial, rocha sã, matacão, entre outros?**

*“Não. Eu tive uma dificuldade ao encontrar uma caixa da CEB perdida de 2 pavimentos com laje de 20 cm de espessura com concreto armado. Isso me dificultou bastante, pois nesta área caíram alguns pilares, me obrigando assim a executar os pilares antes de retirar a caixa perdida para não atrapalhar meu processo, caso contrario eu perderia muito tempo.”*

**10. O senhor acabou retirando essa caixa de lá?**

*“Após eu ter executado todos os pilares ate a superfície e depois do inicio da execução dos pavimentos, sim, pois ela se encontrava em meio a execução da obra.”*

**11. O senhor usou explosivo para retirar a caixa?**

*“Não. Agente contratou uma empresa especializada para a remoção da mesma. Foi utilizado marteleto para a remoção da caixa.”*

**12. O marteleto que foi usado para a retirada da caixa perdida produziu alguma vibração excessiva que poderia prejudicar alguma fundação vizinha?**

*“Sim. Não houve vibração excessiva a ponto de prejudicar as fundações vizinhas, mas a maior preocupação era com o talude escavado, pois a vibração afetava a integridade do mesmo, correndo o risco de um desabamento. Isso me obrigou a executar a cortina por meio de nichos, onde eu concretava trecho a trecho. Mas eu tive que executar as cortinas antes da retirada da caixa em ambos os pavimentos de interferência.”*

**13. Foi utilizado algum método de investigação do solo, ou seja, para determinar se o solo era colapsível, expansível, entre outros?**

*“Eu não lembro. Mas pelo Dr. Dicran ter muito conhecimento acerca do solo, e que provavelmente ele tenha participado das obras de fundações dos edifícios vizinhos, eu acho que ele tinha bastante conhecimento sobre essa área.”*

**14. Qual tipo de solução de fundação foi utilizado na obra?**

*“Eu utilizei o mesmo método do edifício já construído, tubulão com sapata.”*

**15. Houve algum tipo de fundação mista?**

*“Não. Não houve nenhum tipo de fundação mista. Eu tirei partido dos pilares do edifício Brasília para executar o mezanino metálico. E utilizei também o piso do térreo para fazer uma laje. Sobre o aterro. Eu executei um furo nos pilares do edifício, coloquei uma chapa pinada e soldei uma estrutura metálica na mesma. Confeccionei tanto o mezanino de cima quanto o de baixo em parte de estrutura metálica e o restante em estrutura de concreto armado.”*

**16. Foi encontrado algum tipo de patologia nas fundações?**

*“Eu percebi, no fuste do tubulão vizinho, que parte da ferragem da estaca, quando o aterro foi retirado, estava mais ou menos com 50% prejudicada, apodrecida. Então nos contratamos uma empresa de São Paulo que veio e fez um jateamento de areia na armação apodrecida, logo depois foi feito um envolvimento com sikadur 31 e 32, dependendo de cada local, terminando com um recapeamento da estrutura, ou seja, um reforço nas ferragens das cabeças das estacas.”*

**17. Sobre a gravidade da patologia: Quando surgiu o problema, o senhor chegou a pensar que se tratava de um grande obstáculo ou que o senhor tinha tempo para solucionar aquilo?**

*“Não. Não me atrapalhou a obra. Porém eram mais dificuldades, pois quando eu vi que o piso térreo estava solto e em baixo do mesmo tinha aterro, eu teria que removê-lo por completo. Foi quando eu vi que tinha essa ferragem nesta situação. Fiquei preocupado, pois era um edifício de 22 andares.”*

**18. Houve algum acidente fatal durante a obra?**

*“Nenhum. Eu sou muito preocupado com a segurança e é a primeira coisa que faço em qualquer tipo de execução ou serviço.”*

**19. Existiu algum tipo de instrumentação na obra ou controle de recalque na obra?**

*“Deve ter sido feito, porém não há lembrança. Mas pelo que posso me recordar houve um controle nos edifícios adjacentes de empresas que agente contratava para fazer o acompanhamento de recalque. Eu não me lembro se foi feito no edifício Brasília, muitos outros possuíam esse controle. É bem provável que a empresa responsável pela fundação tenha estes dados em arquivo.”*